

**EVALUACIÓN, VULNERABILIDAD SÍSMICA, DIAGNOSTICO Y
REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL DEL BLOQUE III DE LA UNIVERSIDAD
DEL MAGDALENA**

GUTIERREZ CARRASCAL EDWIN JOSE

PERAZA ORDOÑEZ EDGARD FABIAN

ING. Ms. C. HANS VAN HEYL CLEVES

Director del Proyecto

Proyecto válido para Optar al titulo de Ingeniero Civil

UNIVERSIDAD DEL MAGDALENA

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

SANTA MARTA D.T.C.H.

2003

**EVALUACIÓN, VULNERABILIDAD SÍSMICA, DIAGNOSTICO Y
REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL DEL BLOQUE III DE LA UNIVERSIDAD
DEL MAGDALENA**

**GUTIERREZ CARRASCAL EDWIN JOSE
PERAZA ORDOÑEZ EDGARD FABIAN**

ING. Ms. C. HANS VAN HEYL CLEVES
Director del Proyecto

**UNIVERSIDAD DEL MAGDALENA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
SANTA MARTA D.T.C.H.**

2003

AGRADECIMIENTOS

Al ser que me dio la oportunidad de vivir en su paraíso para hacer una realidad mis sueños, “DIOS”.

A DIOS por darme la fuerza y la luz que ilumino mi vida para lograr cada una de estas metas.

A DIOS por darme la esperanza de volver a nacer y de compartir al lado de los seres mas queridos.

Especialmente a mis padres HERNANDO GUTIERREZ PLATA e HILDA DE GUTIERREZ CARRASCAL, por guiarme por el camino de la verdad, de llenarme de grandes valores, de brindarme la oportunidad de una educación adecuada, de estar conmigo en las buenas y en las malas y sobretodo de darme las fuerzas necesarias para llegar hacer alguien en la vida. Los quiero mucho.....

A mis hermanas Dirley, Karen y Tatiana por soportarme y enseñarme a valorar momentos de mi vida.

A mis familiares por enseñarme buenos principios, apoyarme en mis decisiones y por la oportunidad de contar con ellos en algunas instancias de mi vida.

A mi novia Viviana Palacio Valderrama, por apoyarme y darme las energías necesarias para la culminación de este proyecto, además por darme todo ese amor que una persona necesita y poder contar con ella en los momentos buenos y difíciles de mi vida. Gracias por comprenderme y enseñarme el sentido de la vida.

A los ingenieros Julio Candanoza, Hernando Vallejo y Hans Van Heyl Cleves por los conocimientos ofrecidos para lograr este triunfo y a cada uno de los profesores que lograron formar en mí un Ingeniero Integral.

A la Universidad del Magdalena en especial a las directivas y empleados que durante mi recorrido por este plantel formaron en mí un ser líder para luchar por unos buenos ideales y convertirme en ser ejemplar.

A mis compañeros y amigos que estuvieron durante el desenlace de esta profesión inculcándome la fuerza necesaria para seguir

adelante y sobretodo les doy gracias por estar conmigo en el momento más difícil de mi vida.

En realidad todo esto que he logrado hasta el día de hoy, mi familia, mi novia, mis amigos y mis sueños se lo debo a mi DIOS, ya que el 14 de Diciembre del 2001 tuve una gran recaída que me llevo al filo de la muerte, este ha sido el momento más difícil de mi vida, pero gracias a Dios, al amor de mis padres, al cariño de mis amigos y a mis ganas de vivir he logrado hasta el momento de hoy terminar mi Tesis de grado para convertirme en un Ingeniero Civil.

Gracias a todos por ayudarme a lograr este triunfo.

EDWIN JOSE GUTIERREZ CARRASCAL.

AGRADECIMIENTOS

A Dios por permitirme ser la persona que soy y por el triunfo que he logrado.

A mis padres Marlon y Rocío, mis hermanos Alexander, Rocío, Perla y Marlon, a todos mis familiares, por comprenderme, aguantarme, guiarme y mostrarme los errores en los que incurro para corregirlos.

A mi novia Judith Barros y su familia por todo el apoyo incondicional que me han dado a través de todo el tiempo que tengo de conocerlos.

A mis compañeros y amigos de carrera que nunca los olvidaré.

A mis profesores, muy especialmente a los ingenieros Hans Van Heyl, Julio Candanoza y Eira Madera Reyes por todos los consejos y apoyo brindado a lo largo de la carrera y que he logrado una muy buena amistad con cada uno de ellos.

Al señor Rector de la Universidad del Magdalena Carlos Caicedo por apoyarme en todas las cosas que siempre necesité de la Universidad y por hacerla crecer y mostrarla como ejemplo ante otras universidades.

A la ANEIC y todos sus miembros por la amistad y reconocimientos brindados por la labor desempeñada.

A todos mis amigos y enemigos, que de una u otra forma colaboraron para hacer de éste sueño una realidad.

EDGARD FABIAN PERAZA ORDÓÑEZ

TABLA DE CONTENIDO

	Paginas
INTRODUCCIÓN	1
1. ESTADO DE DESARROLLO	4
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	4
1.2 JUSTIFICACIÓN	17
1.3 OBJETIVOS	19
1.3.1 Objetivos Generales	19
1.3.2 Objetivos Específicos	19
1.4 FORMULACIÓN Y GRAFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS	20
1.4.1 Hipótesis General	20
1.4.2 Hipótesis Específicas	21
1.5 DISEÑO METODOLÓGICO	21
1.5.1 Evaluación Preliminar	22
1.5.2 Metodologías Implementadas	24
1.6 SELECCIÓN Y MEDICIÓN DE LA VARIABLE DE ANÁLISIS	28
1.6.1 Índice de Sobre esfuerzo	28
1.6.2 Índice de Flexibilidad	29
2. MATERIALES Y MÉTODOS	30
2.1 MATERIALES	30
2.2 MÉTODOS	31
3. DEMOSTRACIÓN DE HIPOTESIS	32
4. DESARROLLO DEL TRABAJO	33
4.1 ETAPA I: ESTUDIOS PRELIMINARES	33

	Paginas
4.1.1 Recopilación de Información	34
4.1.2 Levantamiento Arquitectónico y Estructural	35
4.1.3 Revisión Estructural y Estado de los Materiales	38
4.1.4 Descripción Estructural	39
4.1.5 Tipos de Materiales	49
4.2 ETAPA II: EVALUACIÓN Y ESTUDIO DE VULNERABILIDAD	49
4.2.1 Evaluación de Carga Muerta y Carga Viva	50
4.2.2 Implementación de las Metodologías	51
4.2.2.1 Metodología ATC-21 (Rapad Visual Screening)	51
4.2.2.2 Metodología NSR-98 (Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente)	54
4.2.2.2.1 Procedimiento de Evaluación y Diseño	54
4.2.2.2.1.1 Evaluación Preliminar	54
4.2.2.2.1.1.1 Paso 1	54
4.2.2.2.1.1.2 Paso 2	55
4.2.2.2.1.1.3 Paso 3	55
4.2.2.2.1.1.3.1 Calificación de la Calidad de Diseño	55
4.2.2.2.1.1.3.2 Calificación de la Calidad de la Construcción	56
4.2.2.2.1.1.3.3 Calificación del Estado Actual de la Estructura	57
4.2.2.2.1.1.3.4 Calidad de la Construcción	58
4.2.2.2.1.2 Evaluación de la Estructura Actual	60
4.2.2.2.1.2.1 Paso 4: Determinación de las Solicitaciones Equivalentes	60
4.2.2.2.1.2.1.1 Movimiento Sísmico de Diseño	60
4.2.2.2.1.2.1.1.1 Espectro de Diseño	63

4.2.2.2.1.2.1.2 Clasificación del Sistema Estructural	65
	Paginas
4.2.2.2.1.2.1.3 Avalúo de Cargas a Solicitaciones Equivalentes	66
4.2.2.2.1.2.1.3.1 Análisis de Carga Muerta	67
4.2.2.2.1.2.1.3.1.1 Losa Entrepiso	67
4.2.2.2.1.2.1.3.1.1.1 Calculo de Peso de Muros	69
4.2.2.2.1.2.1.3.1.2 Losa de Cubierta	74
4.2.2.2.1.2.1.3.1.3 Losa de Pasarela	75
4.2.2.2.1.2.1.3.1.4 Pasamanos	77
4.2.2.2.1.2.1.3.1.5 Diseño de la Escalera	88
4.2.2.2.1.2.1.3.1.6 Distribución de Carga Muerta sobre las Vigas	96
4.2.2.2.1.2.1.3.2 Análisis de Carga Viva	102
4.2.2.2.1.2.1.3.2.1 Distribución de Carga Viva sobre las Vigas	103
4.2.2.2.1.2.1.3.3 Análisis de Viento	109
4.2.2.2.1.2.1.3.3.1 Calculo de la Fuerza de Viento sobre los Elementos Estructurales	118
4.2.2.2.1.2.1.4 Combinación de Cargas	122
4.2.2.2.1.2.2 Paso 5: Diseño del Modelo	124
4.2.2.2.1.2.2.1 Análisis Dinámico	128
4.2.2.2.1.2.2.1.1 Método de la Fuerza Horizontal Equivalente	130
4.2.2.2.1.2.2.1.2 Ajuste de Resultados	136
4.2.2.2.1.2.3 Paso 7: Índice de Sobre esfuerzo	144
4.2.2.2.1.2.3.1 Índice de Sobre esfuerzo en Vigas	144
4.2.2.2.1.2.3.2 Índice de Sobre esfuerzo en Columnas	161
4.2.2.2.1.2.3.2.1 Ejemplo de Cálculo para Determinar el Índice de Sobre esfuerzo en Columnas a FlexoCompresión	162
4.2.2.2.1.2.3.2.2 Ejemplo de Chequeo para Cortante en Columnas	170

	Paginas
4.2.2.2.1.2.4 Paso 8: Índice de Sobreesfuerzo de la Estructura	175
4.2.2.2.1.2.5 Paso 9: Cálculo del Índice de Flexibilidad	176
4.2.2.2.1.2.6 Paso 10: Índice de Flexibilidad de la Estructura	179
4.2.2.2.1.2.7 Paso 11: Análisis de Vulnerabilidad de la Estructura	
Actual	180
4.3 ETAPA III: REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL	181
4.3.1 Criterios para el Análisis y el Diseño de la Rehabilitación	
Estructural	181
4.3.2 Descripción del Reforzamiento Estructural	182
4.3.2.1 Materiales Empleados	190
4.3.2.2 Clasificación del Sistema Estructural	192
4.3.2.2.1 Revisión de Irregularidad Torsional	193
4.3.2.2.2 Combinación de Cargas	194
4.3.2.3 Modelo de la Estructura Rehabilitada	195
4.3.2.3.1 Análisis Dinámico	196
4.3.3 Índice de Sobreesfuerzo	205
4.3.3.1 Índice de Sobreesfuerzo en Vigas	205
4.3.3.2 Índice de Sobreesfuerzo en Columnas	213
4.3.3.3 Índice de Sobreesfuerzo de la Estructura	221
4.3.4 Cálculo del Índice de Flexibilidad	222
4.3.4.1 Índice de Flexibilidad de la Estructura	223
4.3.5 Análisis de Vulnerabilidad de la Estructura Reforzada	224
5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	226
6. CONCLUSIONES	229
7. RECOMENDACIONES	231

8. TABLA DE RESULTADOS	240
	Pagina
9. ANEXOS	242
10. BIBLIOGRAFIA	243

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pagina
Figura 1. Mapa de Zonas de Amenaza Sísmicas de Colombia	6
Figura 2. Mapa de Epicentros Ocurridos en Colombia	7
Figura 3. Irregularidades Planta del Segundo Piso	9
Figura 4. Procedimiento General de la Norma ATC-21	26
Figura 5. Procedimiento General del Método NSR-98	27
Figura 6. Planta Actual Primer Piso	36
Figura 7. Planta Actual Segundo Piso	37
Figura 8. Distribución de Pórticos de la Estructura	41
Figura 9. Distribución de Zapatas (Cimentación)	45
Figura 10. Zapata Tipo I	47
Figura 11. Zapata Tipo II y III	47
Figura 12. Zapata Tipo IV	48
Figura 13. Zapata Tipo VIII	48
Figura 14. Formato General ATC-21	53
Figura 15. Espectro de Aceleración Utilizado en el Análisis	64
Figura 16. Retroceso en la Esquinas	66
Figura 17. Corte Transversal de la Losa de Entrepiso	67
Figura 18. Tipo de Bloque y Distribución en los Muros	71
Figura 19. Losa de Cubierta	74
Figura 20. Corte Transversal y Vista de Planta de la Losa de Pasarela	75

	Pagina
Figura 21. Secciones Propias de los Pasamanos	77
Figura 22. Pasamanos Tipo I	78
Figura 23. Pasamanos Tipo II	80
Figura 24. Pasamanos Tipo III	82
Figura 25. Pasamanos Tipo IV	83
Figura 26. Pasamanos Tipo V	85
Figura 27. Grafico del Diseño de la Escalera	88
Figura 28. Distribución de Carga sobre el Primer Tramo de la Escalera	89
Figura 29. Distribución de Carga sobre el Segundo Tramo de la Escalera	92
Figura 30. Pórtico 1 y 14 por Carga Muerta	97
Figura 31. Pórtico 2 y 13 por Carga Muerta	97
Figura 32. Pórtico 3, 5, 7, 8, 10 y 12 por Carga Muerta	98
Figura 33. Pórtico 4, 6, 9 y 11 por Carga Muerta	98
Figura 34. Pórtico de Pasarela 7 y 8 por Carga Muerta	99
Figura 35. Pórtico A Cargado por Carga Muerta (Plano XZ)	100
Figura 36. Pórtico B Cargado por Carga Muerta (Plano XZ)	101
Figura 37. Pórtico 1 y 14 por Carga Viva	103
Figura 38. Pórtico 2 y 13 por Carga Viva	103
Figura 39. Pórtico 3, 5, 7, 8, 10 y 12 por Carga Viva	104
Figura 40. Pórtico 4, 6, 9 y 11 por Carga Viva	104

	Pagina
Figura 41. Pórtico de Pasarela 7 y 8 por Carga Viva	105
Figura 42. Pórtico A Cargado por Carga Viva (Plano XZ)	106
Figura 43. Pórtico B Cargado por Carga Viva (Plano XZ)	107
Figura 44. Relación Dimensiones en Alzada y Planta	114
Figura 45. Planta de Cubierta Coeficiente de Presión C_{pe}	116
Figura 46. Fuerza de Viento para 0°	118
Figura 47. Fuerza de Viento para 90°	118
Figura 48 a). Modelo Tridimensional del Bloque III	127
Figura 48 b). Modelo Tridimensional del Bloque III	128
Figura 49. Corte Transversal Bloque III	132
Figura 50. Diagrama de Modo 1	139
Figura 51. Diagrama de Modo 2	140
Figura 52. Diagrama de Modo 3	140
Figura 53. Diagrama de Modo 4	141
Figura 54. Diagrama de Modo 5	141
Figura 55. Diagrama de Modo 6	142
Figura 56. Diagrama de Modo 7	142
Figura 57. Diagrama de Modo 8	143
Figura 58. Diagrama de Modo 9	143
Figura 59. Sección Viga V1 Entrepiso	145

	Pagina
Figura 61. Grafica de Índice de Sobreesfuerzo a Flexión Negativa en Viga-actual de Entrepiso	151
Figura 62. Grafica de Índice de Sobreesfuerzo a Flexión Positiva en Viga-actual de Cubierta	153
Figura 63. Grafica de Índice de Sobreesfuerzo a Flexión Negativa en Viga-actual de Cubierta	155
Figura 64. Sección y Refuerzo Viga V2	157
Figura 65. Grafica de Índice de Sobreesfuerzo a Cortante en Viga-actual de Entrepiso	159
Figura 66. Grafica de Índice de Sobreesfuerzo a Cortante en Viga-actual de Cubierta	160
Figura 67. Sección de la Columna CB5 del Segundo Piso	162
Figura 68 a). Distribución de Deformaciones	164
Figura 68 b). Esfuerzos y Fuerzas	164
Figura 69. Grafica de Índice de Sobreesfuerzo Flexo-compresión en Columna –actual	169
Figura 70. Sección de la Columna CB5 del Segundo Piso a Cortante	170
Figura 71. Grafica de Índice de Sobreesfuerzo a Cortante en la Dirección X de las Columnas Actuales	173
Figura 72. Grafica de Índice de Sobreesfuerzo a Cortante en la Dirección Y de las Columnas Actuales	174
Figura 73. Índice de Flexibilidad por Elemento de la Estructura Actual	178
Figura 74. Pórtico A Reforzado con Riostras y Encamisado de Columnas	186

Figura 75. Pórtico 1 y 14 Reforzado con Riostras	186
Figura 76. Pórtico de Pasarela Encamisado en Vigas y Columnas	187
Figura 77. Modelo Tridimensional de la Estructura del Bloque III Reforzado	189
Figura 78. Diagrama Modo 1 Reforzado	198
Figura 79. Diagrama Modo 2 Reforzado	199
Figura 80. Diagrama Modo 3 Reforzado	200
Figura 81. Diagrama Modo 4 Reforzado	201
Figura 82. Diagrama Modo 5 Reforzado	202
Figura 83. Diagrama Modo 6 Reforzado	202
Figura 84. Diagrama Modo 7 Reforzado	203
Figura 85. Diagrama Modo 8 Reforzado	204
Figura 86. Diagrama Modo 9 Reforzado	205
Figura 87. Grafica de Índice de Sobre esfuerzo a Flexión Positiva en Vigas-Reforzadas de Entrepiso	207
Figura 87. Grafica de Índice de Sobre esfuerzo a Flexión Negativa en Vigas-Reforzadas de Entrepiso	208
Figura 87. Grafica de Índice de Sobre esfuerzo a Flexión Positiva en Vigas-Reforzadas de Cubierta	209
Figura 87. Grafica de Índice de Sobre esfuerzo a Flexión Negativa en Vigas-Reforzadas de Cubierta	210
Figura 87. Grafica de Índice de Sobre esfuerzo a Cortante en Vigas-Reforzadas de Entrepiso	211
Figura 87. Grafica de Índice de Sobre esfuerzo a Cortante en Vigas-Reforzadas de Cubierta	212

	Pagina
Figura 88. Grafica de Índice de Sobreesfuerzo a Flexocompresión en Columnas del Modelo Reforzado	214
Figura 76. Pórtico de Pasarela Encamisado en Vigas y Columnas	187
Figura 77. Modelo Tridimensional de la Estructura del Bloque III Reforzado	189
Figura 78. Diagrama Modo 1 Reforzado	198
Figura 79. Diagrama Modo 2 Reforzado	199
Figura 80. Diagrama Modo 3 Reforzado	200
Figura 81. Diagrama Modo 4 Reforzado	201
Figura 82. Diagrama Modo 5 Reforzado	202
Figura 83. Diagrama Modo 6 Reforzado	202
Figura 84. Diagrama Modo 7 Reforzado	203
Figura 85. Diagrama Modo 8 Reforzado	204
Figura 86. Diagrama Modo 9 Reforzado	205
Figura 87. Grafica de Índice de Sobreesfuerzo a Flexión Positiva en Vigas-Reforzadas de Entrepiso	207
Figura 88. Grafica de Índice de Sobreesfuerzo a Flexión Negativa en Vigas-Reforzadas de Entrepiso	208
Figura 89. Grafica de Índice de Sobreesfuerzo a Flexión Positiva en Vigas-Reforzadas de Cubierta	209
Figura 90. Grafica de Índice de Sobreesfuerzo a Flexión Negativa en Vigas-Reforzadas de Cubierta	210
Figura 91. Grafica de Índice de Sobreesfuerzo a Cortante en Vigas-Reforzadas de Entrepiso	211

Figura 92. Grafica de Índice de Sobreesfuerzo a Cortante en Vigas-Reforzadas de Cubierta	212
Figura 93. Grafica de Índice de Sobreesfuerzo a FlexoCompresión en Columnas del Modelo Reforzado	214
Figura 94. Grafica de Índice de Sobreesfuerzo a Cortante en la Dirección X en Columnas del Modelo Reforzado	217
Figura 95. Grafica de Índice de Sobreesfuerzo a Cortante en la Dirección Y en Columnas del Modelo Reforzado	219
Figura 96. Índice de Flexibilidad por Elemento de la Estructura Rehabilitada	222

INDICE DE TABLAS

	Pagina
Tabla 1. Valor de A_a y Nivel de Amenaza Sísmica Según la Región	61
Tabla 2. Valor de A_a para Ciudades Capitales de Departamentos	62
Tabla 3. Coordenadas del Espectro Recto e Inclinado	63
Tabla 4. Datos de Calculo de los Balaustres Portantes para cada Tipo de Pasamanos	87
Tabla 5. Carga Viva Requerida	102
Tabla 6. Velocidad de Viento Básico por Región	109
Tabla 7. Coeficiente de Topografía S_1	110
Tabla 8. Valores de Coeficiente de Importancia, I	111
Tabla 9. Coeficiente S_4	112
Tabla 10. Coeficiente de Presión C_{pe} para las Paredes	115
Tabla 11. Coeficiente de Presión C_{pe} para la Cubierta	116

	Pagina
Tabla 12. Calculo de la Fuerza de Viento sobre la Cara A	119
Tabla 13. Calculo de la Fuerza de Viento sobre la Cara B	120
Tabla 14. Calculo de la Fuerza de Viento sobre la Cara C	121
Tabla 15. Calculo de la Fuerza de Viento sobre la Cara D	121
Tabla 16. Carga de Viento sobre los Elementos de Cubierta	122
Tabla 17. Combinaciones de Carga Utilizadas en el Análisis	123
Tabla 18. Secciones No Prismáticas Utilizadas en el Análisis	125
Tabla 19. Propiedades de las Secciones Prismáticas Utilizadas en el Análisis	126
Tabla 20. Cortante en la Base del Análisis Dinámico Espectral	129
Tabla 21. Valores de Coeficiente de Sitio, S	131
Tabla 22. Calculo de las Masas del Edificio	135
Tabla 23. Cortante Modificado en la Base del Análisis Dinámico Espectral	137
Tabla 24. Coordenadas del Centro de Masa	138
Tabla 25. Características de cada Modo de Vibración	139
Tabla 26. Derivas Máxima como Porcentaje de h_{pi}	176
Tabla 27. Índice de Flexibilidad por Piso	179
Tabla 28. Calculo de Irregularidad Torsional en las Esquinas	193
Tabla 29. Secciones Utilizadas en el Refuerzo (Rehabilitación)	195
Tabla 30. Coordenadas del Centro de Masa de la Estructura Rehabilitada	196

	Pagina
Tabla 31. Características de cada Modo de Vibración para la Estructura Reforzada	197
Tabla 32. Índice de Flexibilidad por Piso	223

INTRODUCCION

La edificación del Bloque III de la Universidad del Magdalena fue construida antes de la vigencia de la Norma Sismo Resistente de 1998 (NSR-98), que ubica a nuestra ciudad en una zona de riesgo sísmico intermedio, según lo establecido en esta norma la estructura debe ser sometida a un estudio para garantizar que no sea vulnerable a ningún efecto natural; si la estructura resulta vulnerable será necesario plantear una solución a nivel estructural que permita un índice de seguridad, donde se garantice el buen comportamiento de la estructura ante un evento sísmico.

En términos mas legales, la Ley 400 de 1997 en sus artículos 53 y 54 dice que las edificaciones consideradas como de atención a la comunidad, localizadas en zonas de amenaza alta e intermedia, se les debe evaluar su vulnerabilidad sísmica de acuerdo con los procedimientos que habrá de incluir el título A de la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98, en un lapso no mayor de tres (3) años contados a partir de la vigencia de la presente ley. Estas edificaciones deben ser intervenidas o reforzadas para llevarlas a un nivel de seguridad sísmica equivalente al de una edificación nueva diseñada y

construida con los requisitos de la presente ley y sus reglamentos, en un lapso no mayor de seis (6) años contados a partir de la vigencia de la presente ley

Según lo establecido anteriormente se desarrollo un estudio de vulnerabilidad a la estructura, aplicando variedad de metodologías en la cual se manifestaron resultados cuantitativos, para metodologías como la **NSR 98** y la **ATC-21**. Los métodos utilizados fueron escogidos de acuerdo a los parámetros establecidos para el estudio de vulnerabilidad, además se tuvo en cuenta nuestro objetivo primordial que es generar unas grandes condiciones de seguridad a la edificación.

Estas metodologías se encargaron de establecer cuales son los elementos que pueden colapsar en caso de un movimiento sísmico, para definir cada una de estas fallas fue necesario hacer un inspección detallada de cómo esta conformada geométricamente la estructura, las propiedades físicas y químicas de los materiales, interacción de la estructura con el suelo, composición de los elementos, sistemas constructivos, etc. Estas características estructurales de los elementos fueron obtenidas gracias a la utilización de tecnología avanzada que

permitió la exploración rápida y confiable sin causar ningún daño estructural en los elementos.

Basándonos en los resultados obtenidos se estableció la solución que permitiera el mejor comportamiento de la estructura, remplazando las fallencias estructurales y funcionales que presentaba la edificación posteriormente a la aplicación de las metodologías establecidas. Dicha solución estuvo basada en el reforzamiento o repotenciamiento estructural.

1. ESTADO DE DESARROLLO

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La Vulnerabilidad y Rehabilitación Sísmica de Edificaciones es un requerimiento que todos los edificios construidos en Colombia antes de la vigencia de la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98, deben cumplir según la Ley Colombiana en un periodo no mayor a seis (6) años a partir de la fecha de expedición de la misma. Por lo tanto, este fue uno de las principales razones por las cuales se pensó llevar a cabo éste proyecto, para llevar a los bloques de la Universidad del Magdalena a un nivel de comportamiento sísmico igual o mejor a un edificio construido actualmente.

El procedimiento llevado a cabo para el desarrollo de éste proyecto es el planteado por la NSR-98, apoyados en documentos como la FEMA 356 y FEMA 310.

Según lo establecido por la **NSR 98** en el título A, muestra en su literal A-2-3 que la ciudad de Santa Marta D.T.C.H se encuentra en una zona de amenaza sísmica intermedia (ver figura 1.). Nuestra ciudad ha generado un cambio debido a cada uno de los epicentros ocurridos en el país (ver figura 2.), dicho cambio ha sido el paso de zona de amenaza sísmica baja a intermedia. Es importante recordar que Santa Marta es afectada por dos fallas que se unen en el sector marítimo de la ciudad.

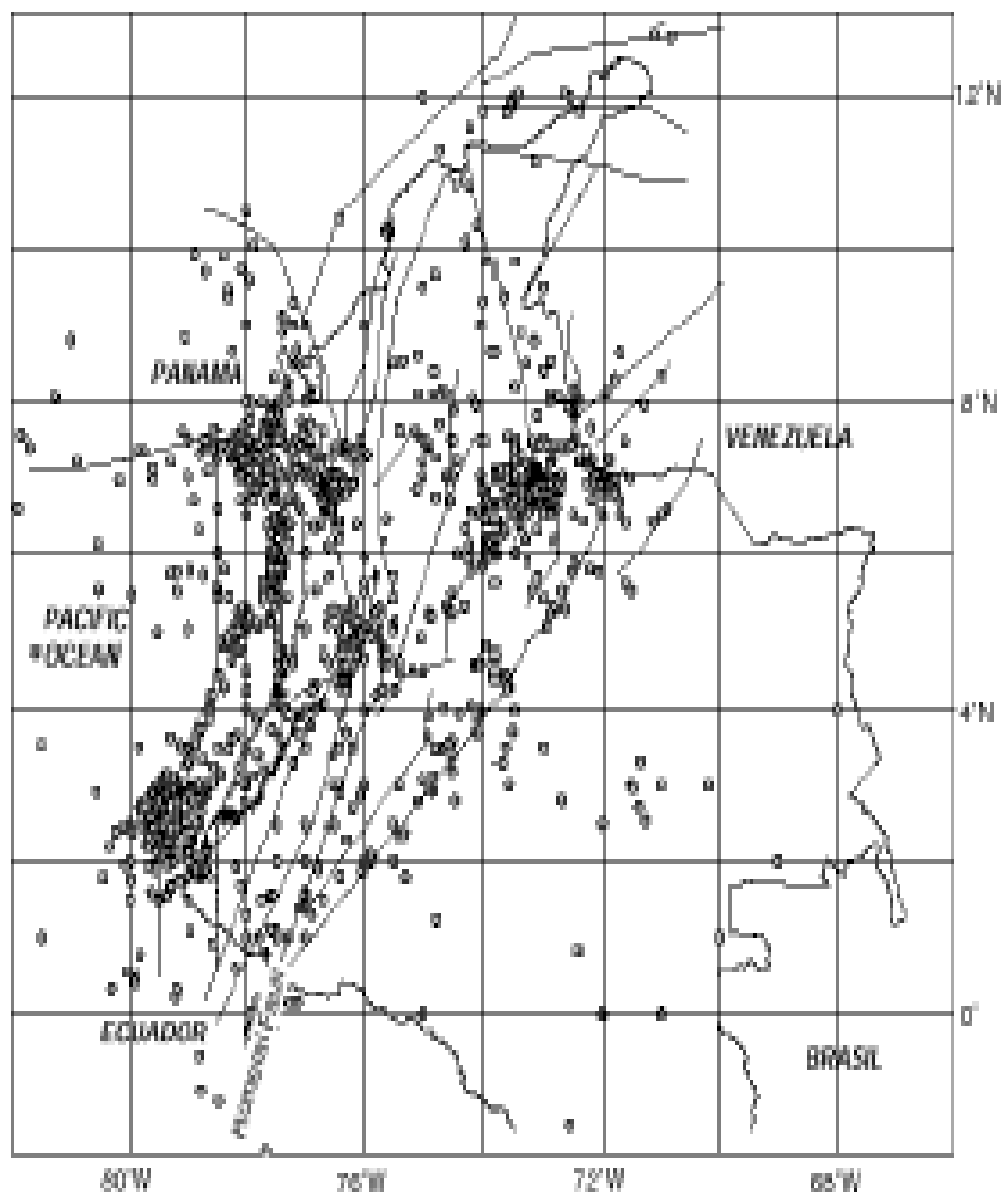


Figura 2. Mapa de Epicentros Ocurridos en Colombia a una magnitud de $M > 4.0$ entre 1566 – 1995.

Inicialmente se realizó una inspección visual del Bloque III analizando su geometría y ubicación con respecto al resto de obras civiles de la Universidad del Magdalena, para lo cual se anexan en formatos los resultados de dicha inspección visual al realizar el levantamiento de la estructura y las medidas de los diferentes elementos que se encontraron, ya que en los planos que obtuvimos según información recopilada se encontraban inconsistentes (ver figura 3.), ya que situaban elementos estructurales como columnas en un lugar en donde no corresponden, por lo que se desecharon éste tipo de planos para ayuda de desarrollo para éste proyecto. Esto lo podemos ver en la siguiente gráfica:(Ver figura 3.)

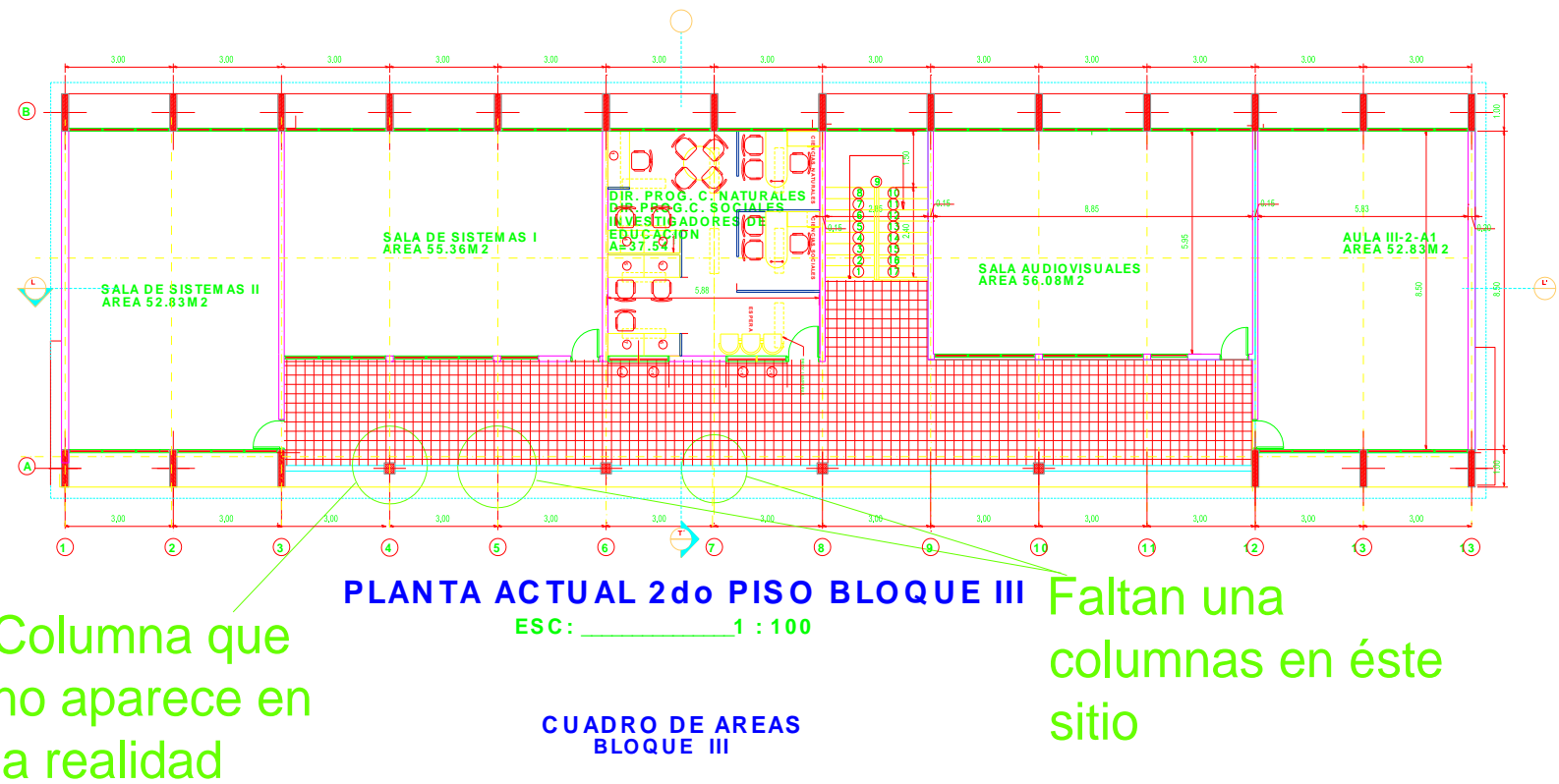


Figura 3. Irregularidades Planta del Segundo Piso

Por tal razón se procedió a realizar un levantamiento estructural para utilizar los datos correctos para el desarrollo de éste proyecto.

Los estudios de vulnerabilidad sísmica en edificaciones aparecieron cuando la humanidad entendió a través de la experiencia, que los sismos no pueden ser controlados ni predecidos por el hombre. A pesar que las normas de construcción datan de 20 siglos antes de nuestra era con el conocido **código de Hamurabi**, rey de Babilonia, no es sino que a principios del siglo XX surge por parte de los científicos el estudio de las lecciones que dejan los sismos para que hoy se tengan modernos códigos de construcción sismo-resistente.

A nivel mundial haremos referencia al estudio de los siguientes movimientos sísmicos:

- A raíz del sismo de Mesina, Italia en 1908, una comisión compuesta por ingenieros dedicados a la práctica de la ingeniería civil fue encargada de analizar los efectos del sismo y proponer las medidas que consideraran convenientes para que en un supuesto evento similar en el futuro, los daños fueran menores. En 1909 la comisión recomendó que los edificios deberían diseñarse para una carga lateral equivalente a $1/12$ del peso.

- Posterior al sismo de Tokio, Japón en 1923, los ingenieros japoneses encontraron que los peores daños habían ocurrido en los edificios de mampostería mientras que en los de concreto reforzado y madera pocos daños relativos habían sufrido. A raíz de varias discusiones se propuso los primeros conceptos de diseño sismo resistente: frente a las cargas sísmicas, un edificio debía comportarse tan cerca de lo que es un cuerpo rígido, como las circunstancias lo permitieran; se debía emplear plantas tan simétricas como fuera posible; se debía emplear paredes rígidas mientras fuera posible, manteniendo la continuidad de estos elementos desde la cimentación hasta la cubierta; las fuerzas sísmicas se repartían a las líneas de columnas en proporción a la rigidez del pórtico o sistema estructural.

- En los Estados Unidos de Norteamérica, el primer intento de normalización se produjo en 1927 a raíz del sismo de Santa Bárbara (Estado de California). En 1933 ocurrió el sismo de Long Beach que motivó al gobierno del estado a encargar a su División de Arquitectura la preparación de un reglamento de construcción. Este reglamento exigía, entre otras cosas, que los edificios de mampostería no reforzada se debían diseñar para resistir una carga lateral igual al diez por ciento de la suma de la carga muerta y una porción de la carga viva. En 1974 el Consejo de Tecnología Aplicada, ATC, de California formó un

grupo muy sólido de ingenieros y científicos que propusieron unas bases de normalización y apareció el documento "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings", conocido con el nombre de ATC-3-06. Este documento conformó las bases de la elaboración de un buen número de códigos modernos de construcción sismo resistente en el mundo y de estudios de vulnerabilidad sísmica en edificaciones existentes.

Se hace pertinente mencionar que en Japón, acorde con sus investigaciones se encuentra localizado en la zona de mayor actividad sísmica del mundo (cinturón de fuego del Pacífico), y actualmente es líder mundial en el campo de la ingeniería sísmica según la AIJ, ya que en ese país se logró por primera vez construir un edificio sismo resistente que sobrepasara los 31 pisos de altura en 1968. El método de diseño utilizado simulaba respuestas dinámicas en un computador y fue desarrollado por el Dr. Kiyoshi Muto, quien fuera presidente en una época de la AIJ (Architectural Institute of Japan) y cuyo edificio alcanzó 156 metros de altura equivalentes a unos 52 pisos. El edificio se llamó Kasumigaseki.

Posteriormente los estudios de vulnerabilidad sísmica en edificaciones existentes tienen su origen en las llamadas Técnicas de Screening durante la década de los 60s y 70s. Estas técnicas fundamentalmente trataban de cuantificar la resistencia

de la estructura por aproximaciones, con el fin de determinar la capacidad de una estructura existente ante cargas monotónicas. Algunos de estos métodos por lo tanto, fueron la base para posteriores métodos que para el caso sísmico, incluyeron estimaciones de la ductilidad y de desplazamiento lateral de la estructura.

Entre estos posteriores métodos ha existido una gran diversidad desde sus orígenes y a nivel mundial se han propuesto desde entonces métodos como el de ATC-14, 1987; ATC-21, 1988; Grases, 1985; Iglesias, 1985; Okada T., Bresler B., 1976; Petrovski J., Milutinovic Z., 1985; entre otros.

A finales de la década de los 70s e inicio de la de los 80s, ciudades tan importantes como Los Ángeles y San Francisco, centros urbanos con reconocida amenaza sísmica ya que a través de ellas pasan la conocida falla geológica de San Andrés, iniciaron y presentaron estudios de vulnerabilidad sísmica a gran escala “VSG”, utilizando métodos probabilísticos y determinísticos.

Los sismos más importantes sucedidos en Colombia¹ son:

- Centro del país: ocurrió un fuerte temblor en 4 de febrero de 1938, epicentro en caldas y foco a 130 Km. De profundidad el terremoto se sintió en todo el territorio nacional.
- Arboleda: Ocurrió el 8 de julio de 1950; produjo 106 muertos y graves daños.
- Centro del país: Ocurrió el 30 de julio de 1962 y produjo cerca de 20 muertos y destrozos en las poblaciones de Pereira, Manizales y Sonsón.
- Huila: Ocurrió el 9 de febrero de 1967. Se le asignó una magnitud de 6.7 con intensidad de 10 en algunos lugares y se le atribuye la muerte de 98 personas.
- Bucaramanga: Ocurrió el 29 de julio 1967, el mismo día que el de Caracas (Venezuela), en este tiempo se logró el primer acelerograma del país.
- Antiguo Caldas: Ocurrió el 25 de noviembre de 1979, magnitud 6.4 produjo 55 muertos y grandes destrozos en Manizales y Pereira y otras poblaciones del antiguo Caldas.
- Pacífico Sur de Colombia: Ocurrió el 12 de diciembre de 1979, con magnitud de 7.8; produjo aproximadamente 500 víctimas entre muertos y desaparecidos.

Gran maremoto y destrozos enormes en Tumaco y poblaciones menores de la costa del pacífico en los departamentos de Nariño y Cauca.

- Popayán: Ocurrió el 31 de marzo de 1983 con magnitud de 5.5; produjo casi 300 muertos y cerca de 1500 heridos.
- Murindó: Ocurrió en 1992 con una intensidad de 7.2; afectó la zona limítrofe entre Antioquia y Chocó con grandes destrozos materiales.
- Páez: Ocurrió el 6 de junio de 1994; afectó los departamentos del Cauca y Huila. Hubo daños no estructurales.
- Tauramena Casanare: ocurrió el 19 enero de 1995; se sintió en todo el centro del país causando víctimas y daños en Boyacá. Casanare y Bogotá.
- Otros Sismos se presentaron en límites del departamento del Valle del Cauca y Chocó, produciendo daños y víctimas no cuantificadas, específicamente en Pereira hubo caída de edificios y gran cantidad de daños estructurales y no estructurales.

- Zona Cafetera: Ocurrido en enero de 1999 con una intensidad de 5.9; produjo 1185 muertos, 3626 heridos y 160.397 damnificados de primer grado, es decir que lo perdieron todo: vivienda y enseres; 400.141 damnificados secundarios que sufrieron pérdidas económicas de tipo parcial, siendo las ciudades de Armenia, Calarcá, Circacia, Montenegro, Pereira, Dos quebradas, Alcalá Y Caicedonia la más perjudicada.

Luego de un viaje por la historia sobre estudios eventos sísmicos, es importante reflexionar sobre la seguridad que debe resultar una edificación, si se tiene en cuenta que en ella se presenta un alto índice de ocupación. Además toda estructura se encuentra expuesta a ciertas amenazas que son fuerzas que provienen de ciertos fenómenos naturales, tales como sismos, inundaciones, huracanes, etc. Otras son las amenazas generadas por la misma estructura, las cuales son modificaciones en uso, que son empleadas en el diseño y resultan inadecuadas de acuerdo a las normas de diseño y construcción.

1.2 JUSTIFICAION

Como consecuencia del crecimiento de la población en zonas de amenazas sísmicas altas e intermedias, es indispensable pensar objetivamente de la problemática que generaría una catástrofe a nivel natural , teniendo en cuenta que muchas estructuras en nuestro medio no cumplen con lo establecido en las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR-98), lo cual vagaría por el pensamiento de muchos ingenieros la manera de como brindar a la humanidad una mayor seguridad y protección.

Sabemos que la vida de muchas personas esta en la mano de nosotros los ingenieros, es por eso necesario tener presente la importancia de prevenir perdidas humanas y materiales; para lograr todo esto es indispensable desarrollar una evaluación minuciosa del comportamiento de las estructuras con el fin de reducir la vulnerabilidad ante un desastre natural.

Según las NSR-98 las edificaciones educativas se encuentran catalogadas con un alto índice de ocupación e importancia, en nuestro caso el bloque III de la Universidad del Magdalena alberga un gran personal, debido al servicio que presta actualmente; teniendo en cuenta que es una comunidad que crece con el pasar de

los años y en un futuro prestara un mayor servicio que el actual; basado en lo anterior nuestra principal motivación es realizar los estudios de vulnerabilidad necesario para garantizar un mejor futuro para nuestra región.

Las estructuras que conforman la planta física de la institución fueron ejecutadas en el año 68, lo cual nos confirma que sus diseños y construcción entraron en la vigencia del Código Colombiano de Construcción Sismo Resistente (CCCRS-84). Este código no estudia las incidencias de las cargas sísmicas sobre el comportamiento estructural, ni la acción de otras fuerzas generadas por fenómenos naturales como Vientos e Inundaciones, cabe suponer que las edificaciones de la Universidad del Magdalena no fueron diseñadas bajo el comportamiento de estas variables.

Cada uno de los estudios realizados arrojaron resultados que permitirán el mejoramiento de los elementos estructurales, logrando así garantizar la seguridad del personal. Estos estudios son el principio de un camino largo por recorrer, con el firme propósito de brindar un servicio para la actualización de edificaciones existentes ante las normas y garantizar el firme desarrollo de los jóvenes ingenieros de nuestra región.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo General

Establecer la Vulnerabilidad Estructural del Bloque III de la Universidad del Magdalena de acuerdo con la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR-98), aplicando una serie de metodologías que involucren cada una de las fuerzas para su comportamiento estructural ante fenómenos naturales, garantizando la preservación del patrimonio físico de la Institución y la protección de las personas que conforman la comunidad universitaria.

1.3.2 Objetivos Específicos

Elaborar una evaluación del estado actual de la estructura que incluya un levantamiento y una inspección detallada de la misma, confrontándola con lo estipulado en los planos estructurales de la edificación.

Seleccionar un método básico de diseño para la rehabilitación, que mitigue a gran escala los costos de reparación de la edificación, sin desmentir la parte técnica del estudio.

Establecer una rehabilitación estructural como conclusión para aquellos elementos estructurales que resulten deficientes.

1.4 FORMULACIÓN Y GRAFICACIÓN DE HIPÓTESIS.

Dada la situación en que se encuentra el Departamento y a su vez la Universidad del Magdalena mencionada en el planteamiento del problema, el presente trabajo tiene las siguientes hipótesis.

1.4.1 Hipótesis General.

Las edificaciones que conforman la planta física de la Universidad del Magdalena no cumplen con el nivel de comportamiento que se espera de estas, ante diversas solicitudes impuestas, en comparación con una edificación nueva que se haya

construido de acuerdo con las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes NSR 98.

1.4.2 Hipótesis Específicas.

- La edificación puede colapsar total o parcialmente debido al mal comportamiento de algunos de sus elementos estructurales, ante la excitación sísmica provocada por un evento sísmico moderado o fuerte.
- Debido a la arquitectura que predomina en las edificaciones de la Universidad del Magdalena pueden presentarse articulaciones plásticas en algunos puntos de la estructura por la imposición de vigas de gran altura.

1.5 DISEÑO METODOLOGICO

De acuerdo con las exigencias establecidas por el proyecto y a cada uno de los interrogantes a estudiar se tomaron en cuenta dos metodologías cuantitativas, sin descartar los estudios cualitativos para ciertas condiciones que establecía la estructura en estudio. Con estas metodologías se encontró un coeficiente que nos permitió establecer la vulnerabilidad de la estructura ante fenómenos naturales.

1.5.1 Evaluación Preliminar

Las metodologías estudiadas y escogidas para el desarrollo de este proyecto son las **Normas Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR-98)** y el **Método de revisión por Filtros de Peligro Sísmicos Potenciales en Edificaciones Existentes (ATC-21)**, estas metodologías permitirán identificar, clasificar y comparar con los diseños de la estructura actual, para su aplicación se ejecutaron los pasos que se mencionaran a continuación.

- Se tomo información acerca del Bloque en estudio de acuerdo a los planos de diseño y Construcción, se realizaron encuestas a personal antiguo para establecer el año de construcción del bloque y los materiales utilizado para su elaboración.
- Realizamos un levante arquitectónico y estructural de la edificación actual para determinar su geometría, ejes de referencia, alturas, dimensiones reales de elementos, secciones transversales, dicha información fue recopilada en unos formatos de inspección técnicos.

- Se tomaron los formatos de inspección y se les realizó un estudio visual para establecer aquellas irregularidades que pudiera presentar la estructura (grietas, deflexiones, hormigones, desprendimiento del recubrimiento, corrosión, etc.), para posteriormente realizar los estudios correspondientes.
- Para establecer que tipo de refuerzo constituía cada uno de los elementos estructurales de la edificación, nos apoyamos en la utilización de ensayos no destructivos. Dichos ensayos fueron desarrollados por equipos de alta tecnología como es el Ferroskan, es un aparato que se encarga de determinar por medio de un escaneo, el diámetro de refuerzo, recubrimiento y número de varillas, a la vez se realizaron ensayos de extracción de núcleos en algunos elementos para determinar las propiedades de los materiales.

Toda la información recopilada fue suficiente para generar un modelo de la estructura actual de la edificación y observar su estado real, obteniendo así un conocimiento general de nuestro centro de estudio, que es el Bloque III de la Universidad del Magdalena.

1.5.2 Metodologías Implementadas

Como primera medida fue empleada la metodología ATC-21 (FEMA-154) Rapis Visual Screening of Buildings For Potential Seismic Hazards, que traducido al español significa Método de Revisión por Filtros de Peligros Sísmicos Potenciales en Edificaciones Existentes, este método analítico que consiste en evaluar la estructura, filtrando una serie de características que arrojaran una calificación que posteriormente se computaran con la evaluación inicial. La calificación se encuentra en un rango de 0 a 6, considerando que entre mas alto el puntaje mejor es el comportamiento de la estructura; pero como todo existe un limite para catalogar una edificación en su diseño y este valor es de dos (2), si existen edificaciones con una calificación menor o igual a dos (2), se debe realizar un estudio mas profundo, que para este caso es la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR-98). La figura 4 muestra el procedimiento a seguir al aplicar la ATC-21.

La segunda alternativa para el estudio de Vulnerabilidad es la NSR-98 (Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente), específicamente el capítulo A.10 de la presente norma. Esta norma fue creada por la ASI en 1985 e inicialmente fue conocida como ASI-150. la norma NSR-98, mediante su decreto

33 de 1998, establece la amenaza sísmica para la diferentes ciudades del país y los coeficientes para efectos de calcular las fuerzas sísmicas, como lo son Grupo de Uso, Coeficiente de Importancia, con los que se pueden calcular los espectros de diseño correspondientes. El capítulo A.10 de esta norma presenta cada uno de los criterios para evaluar la vulnerabilidad sísmica estructural y obtener el nivel de seguridad de la edificación. La figura 5 muestra el procedimiento a seguir para esta norma.

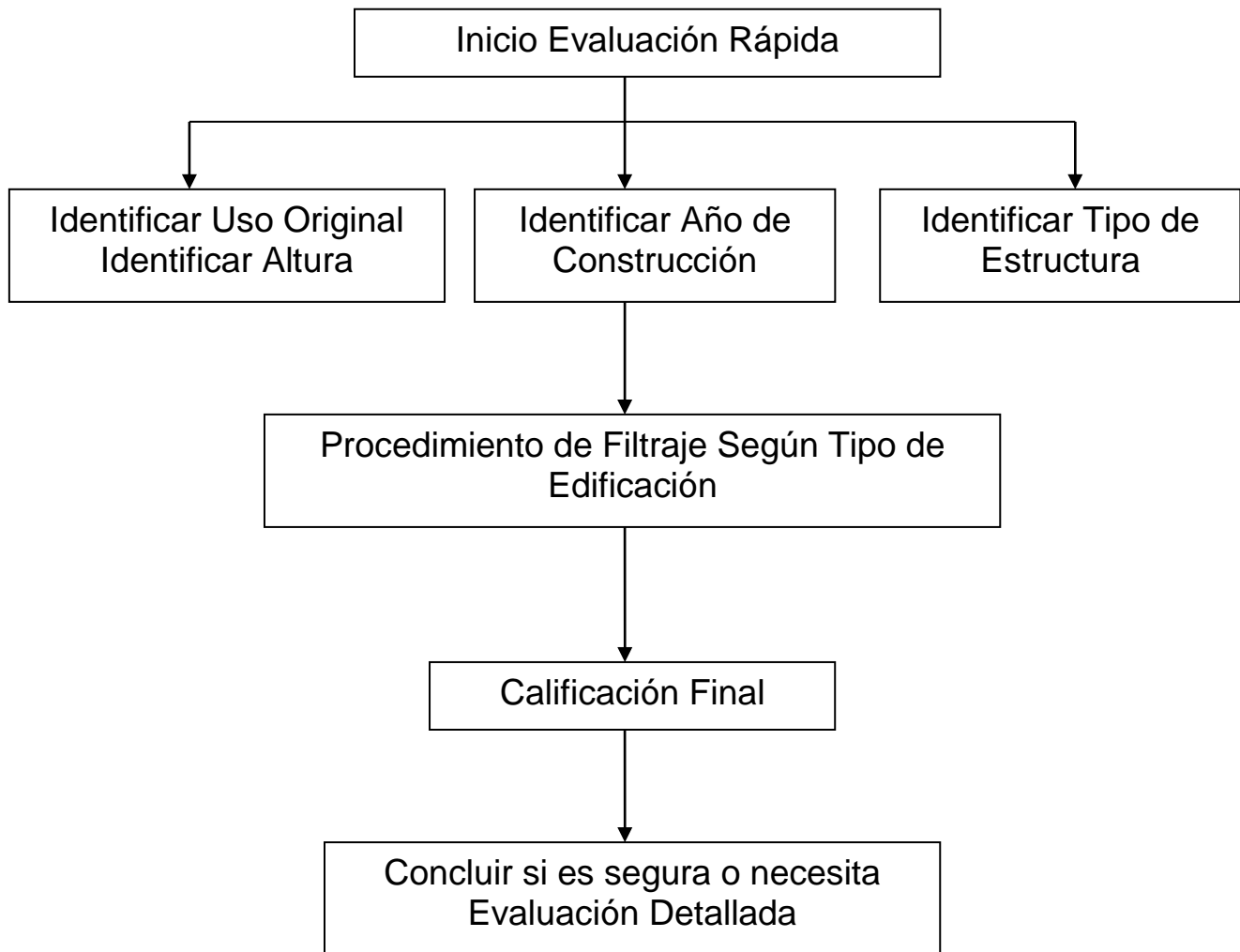


Figura 4. Procedimiento General de la Norma ATC-21

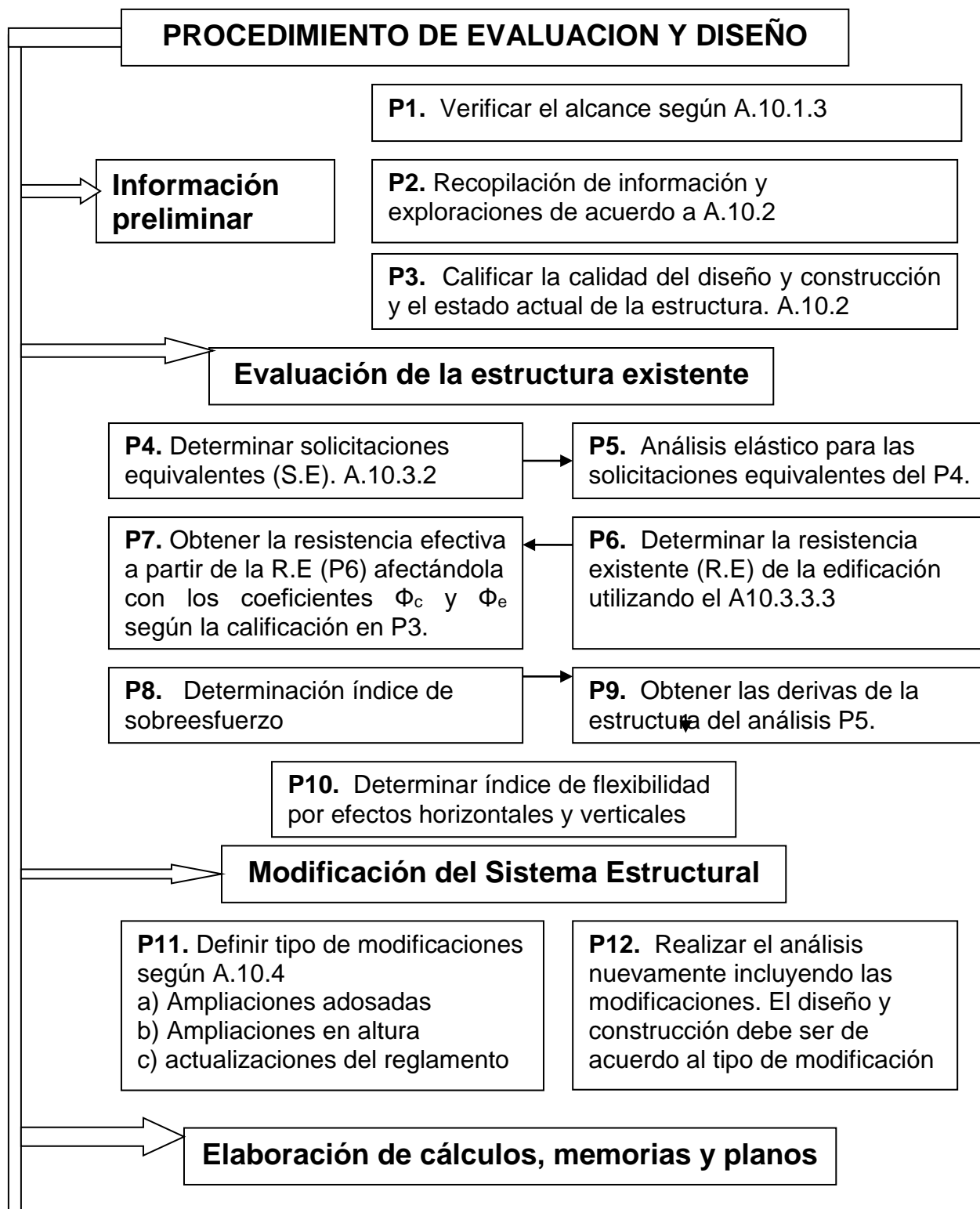


Figura 5. Procedimiento General del Método NSR-98. Pág. A.10

1.6 SELECCIÓN Y MEDICIÓN DE LAS VARIABLES DE ANÁLISIS.

Se han seleccionado de acuerdo a la hipótesis, objetivos y marco teórico las siguientes variables:

1.6.1 Índice de Sobreesfuerzo.

Definición: Se expresa como el cociente entre las solicitaciones equivalentes y la resistencia efectiva. Tiene dos acepciones: Índice de sobreesfuerzos de los elementos e índice de sobreesfuerzo de la estructura. El índice de sobreesfuerzo es adimensional.

Determinación del índice de sobreesfuerzo: Para todos los elementos de la estructura y para todos los efectos tales como torsión, cortante, flexión, etc., debe dividirse la fuerza o esfuerzo que se le exige al aplicarle las solicitaciones equivalentes, mayoradas, por la resistencia efectiva del elemento. El índice de sobreesfuerzo para toda la estructura corresponde al mayor valor obtenido de estos cocientes, entre los elementos que puedan poner en peligro la estabilidad general de la edificación. El inverso de este índice expresa la vulnerabilidad de la

edificación como una fracción de la resistencia que tendría una edificación nueva construida de acuerdo con los requisitos de la presente ley.

1.6.2 Índice de Flexibilidad

Definición: Debe determinarse un índice de flexibilidad, el cual indica la susceptibilidad de la estructura a tener deflexiones o derivas excesivas con respecto a las permitidas por el reglamento. Tiene dos acepciones: índice de flexibilidad del piso e índice de flexibilidad de la estructura.

Determinación del índice de Flexibilidad: Esta variable depende de la rigidez de la estructura. Debe determinarse un índice de flexibilidad por efectos horizontales y verticales, como el máximo cociente entre las deflexiones horizontales y/o verticales medidas en la edificación y las deflexiones permitidas por el Reglamento. El inverso del índice de flexibilidad general expresa la vulnerabilidad sísmica de la edificación nueva construida de acuerdo con los requisitos de la presente ley.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1 MATERIALES

Los materiales utilizados para llevar a cabo dicho proyecto son los siguientes:

- Formatos de inspección de estructuras mostrados en los anexos del proyecto.
- Software especializado de análisis de estructuras (SAP2000 Non Linear) y de diseño arquitectónico (Autocad 2002).
- Formatos de anotaciones de los análisis de cargas de la estructura.
- Equipos de inspección de estructuras FERROSCAN y Extractor de Núcleos marca HILTI.
- Planos Estructurales de Columnas, Vigas, Viguetas, Placa de Losa y Cubierta del Bloque II que tienen el mismo diseño arquitectónico con la única diferencia en la zona de la pasarela, que en el Bloque II está en el costado oeste, mientras que en el Bloque III está en todo el centro de la Edificación.

2.2 METODOS

Las metodologías utilizadas para la recolección de información consistieron como primera medida en la utilización de formatos técnicos donde se registraban las características generales y específicas para el análisis de las variables en estudio. Esta inspección fue un trabajo en campo de acuerdo a observaciones detalladas realizadas a la zona en estudio (estructura del bloque III de la Universidad del Magdalena), los datos registrados se compararon con planos estructurales y arquitectónicos de la edificación. Además otros de los métodos para el desarrollo del estudio fue la utilización de equipos de alta tecnología para realizar ensayos aleatorios sobre la estructura, con la finalidad de establecer las características estructurales de la edificación.

3. DEMOSTRACIÓN DE HIPÓTESIS

De acuerdo a lo establecido por la información recopilada sobre el año en el que fue construido el bloque que es de finales del año 1970, ayuda a refutar lo establecido previamente en proponer que la edificación que conforma la planta física de la Universidad del Magdalena, puede no cumplir ante un nivel de solicitaciones impuestas de acuerdo a lo establecido en las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98. Éste resultado también es evidente en los datos analizados sobre elementos tales como columnas y vigas que hay necesidad de reforzar para evitar colapsos totales o parciales de la estructura que conlleven a una tragedia.

Uno de los puntos que puede ser incidente en el resultado obtenido es el que hay presencia de articulaciones plásticas en la base de las columnas, generando que ellas trabajen incluso excediendo el noventa por ciento (90%) de su capacidad de trabajo, hecho que es significativo ya que hace susceptibles dichos elementos a que fallen por fatiga con respecto a otros que trabajan únicamente hasta un diez por ciento (10%) de su capacidad.

4. DESARROLLO DEL TRABAJO

Para la elaboración de este proyecto, que consiste en los estudios de vulnerabilidad del Bloque III de la Universidad del Magdalena; se desarrollo en tres etapas fundamentales que manejan un procedimiento lógico para lo planteado en este proyecto. Dichas etapas van encaminadas a establecer cada uno de los pasos que se siguieron para determinar el estudio de vulnerabilidad, partiendo desde el levantamiento general de la edificación, estudio y comportamiento de las variables, pasando por la evaluación y análisis de vulnerabilidad de la estructura ante fuerzas sísmicas, hasta llegar a la rehabilitación estructural y diseño de la edificación.

Las etapas que se llevaron a cabo para la elaboración de este proyecto son :

4.1 ETAPA I : ESTUDIOS PRELIMINARES

Dentro de estos estudios preliminares se realizo un inspección general del estado actual de la estructura, con base a recopilación de información como planos

arquitectónicos y estructurales, para dicha inspección fue necesario realizar un levantamiento arquitectónico y estructural para conocer el estado físico de la edificación y a la vez un estudio general de los materiales. Para una mejor explicación del desarrollo de esta etapa preliminar presento a continuación detalladamente los pasos que generaron dicho estudio.

4.1.1 Recopilación de Información

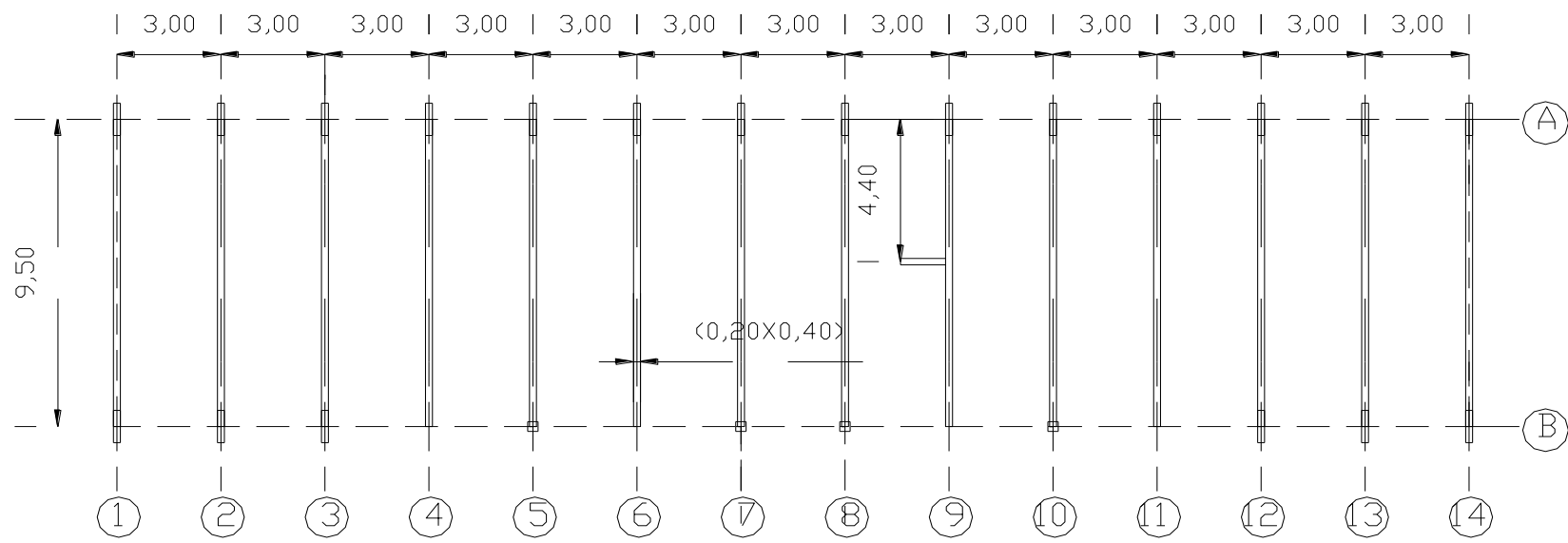
Inicialmente fue necesario establecer en que año se llevo a cabo el diseño y construcción de la edificación (Bloque III de la Universidad del Magdalena); para lo cual se realizaron encuestas a personal antiguo, que vienen trabajando con la Universidad desde el momento de su fundación. Posteriormente se investigo sobre la existencia de planos arquitectónicos y estructurales, los cuales reposaban en las instalaciones del Laboratorio Integrado de Ingeniería de la Universidad del Magdalena, entre esta información se encontraron estudios arquitectónicos realizados recientemente, con los planos adquiridos se busco la manera de contactarnos con la constructora que llevo acabo la elaboración y ejecución de la obra realizado una serie de interrogantes que nos ayudaran a esclarecer la historia del área en estudio. Además sirvió como referencia los datos obtenidos sobre la

ejecución del Bloque II (Bloque de Economía)de la misma Institución, sus años de construcción son cercanos.

4.1.2 Levantamiento Arquitectónico y Estructural

Para realizar un mejor estudio se realizo un levantamiento arquitectónico y estructural, que consistía en establecer cada una de las secciones de los elementos que conformaban la estructura mediante mediciones realizadas en campo, se determinaron los ejes de referencia y sus separaciones, dimensión de losas (Entrepiso y Cubierta), altura de piso, espesores de muros, etc. Para el desarrollo de este levantamiento se tuvo que ser preciso, debido a que cada uno de estos datos seria registrados en un programa de computador que nos permitiría elaborar el modelo tridimensional de la estructura. Este modelo es una creación real del estado actual de la edificación, de acuerdo al levantamiento arquitectónico y estructural realizado; estos datos fueron verificados con los registrados en los planos encontrados en el estudio preliminar.

A continuación en las figura 6 y 7 se presenta la manera de distribución de los ejes.



DETALLES

▮ RECTANGULAR (0,2mX1,0m)

□ CUADRADAS (0,30X0,30)

PLANTA ACTUAL SEGUNDO PISO
BLOQUE III

Figura 7. Planta actual Segundo Piso

4.1.3 Revisión Estructural y Estado de los Materiales

Ante de elaborar un criterio sobre el estado de la edificación, se realizó un estudio visual de cada uno de los elementos estructurales, a simple vista no se encontró ningún tipo de anomalía como agrietamiento, deflexiones excesivas o despredimento del concreto.

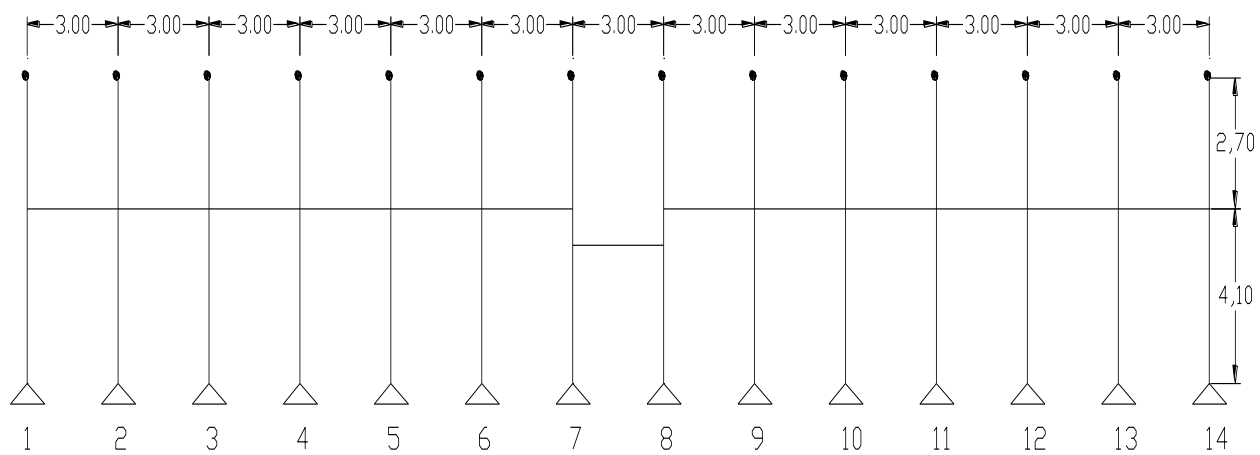
Para realizar un estudio más profundo se utilizó tecnología avanzada que nos ayudarían a determinar la composición de los elementos y las propiedades de los materiales. Una de esas ayudas fue el Ferroskan que nos sirvió para determinar que tipo de refuerzo (diámetro, número de varillas, separación de flejes y recubrimiento) constituía cada uno de los elementos estructurales, además fue necesario realizar exploraciones destructivas (apiques) en algunos elementos tipos para verificar los datos registrados por el Ferroskan, o en algunos casos en la cual su lectura no era legible. En esta revisión estructural se encontró que para el refuerzo de los elementos se utilizaron barras de acero lisa, estas barras no generan una gran adherencia entre el concreto y el refuerzo; se encontraron flejes con separaciones e inclinaciones excesivas. Se realizaron excavaciones en zapatas tipo para determinar su estado y dimensiones las cuales fueron las registradas en los planos existentes.

Posteriormente se procedió a realizar ensayos de extracción de núcleos de concreto en vigas y apiques en columnas; estos ensayos se aplicaron a ciertos elementos, dentro de los cuales la viga V8 de entepiso arrojó un núcleo que presentaba en su parte central material barroso y un alto grado de porosidad. Durante este proceso lo que se implementó fue una inspección visual de la estructura y la estimación de la resistencia a la compresión de los núcleos extraídos. Para determinar las propiedades de los materiales se tomaron las muestras y se sometieron a los ensayos de laboratorio requeridos.

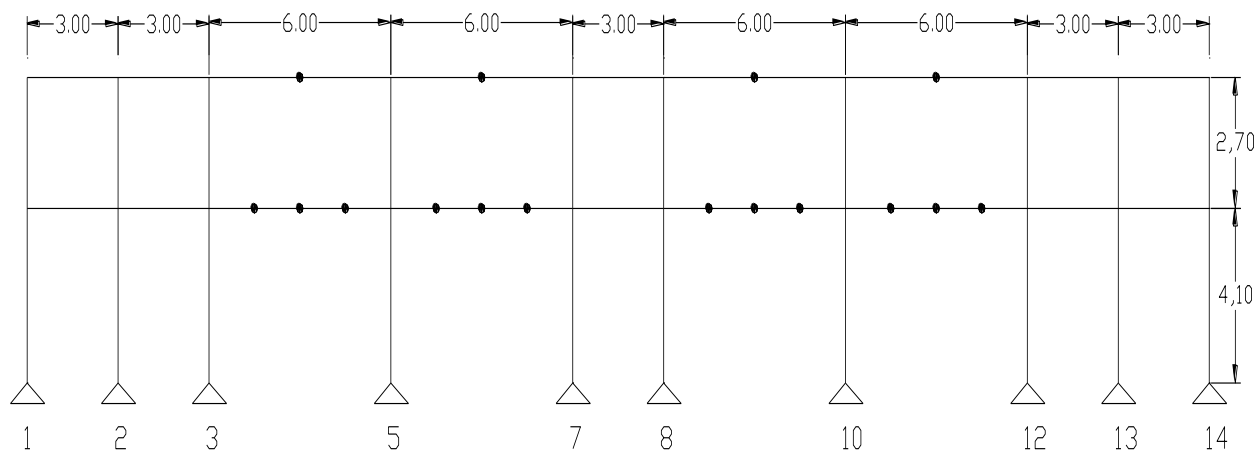
4.1.4 Descripción Estructural

El Bloque III es una edificación de tipo educativo, que se compone de dos (2) pisos, la primera planta está conformada por una sala de Internet, un Laboratorio de Ingeniería de Sistema, la Facultad de Educación, Secretaría General, Dirección de Postgrados y un cuarto de monitoreo de las salas de Internet. En la segunda planta se encuentra dos salas de Internet una para estudiantes y otra para docentes, la Dirección de los Programas de Ingeniería, la sala de Sistema y el Laboratorio de Idiomas.

La estructura en sí posee una forma rectangular, teniendo en su parte longitudinal 39,00 m y 9,50 m en el sentido transversal, tomadas de centro a centro de columna. De la primera planta en su parte central o más específicamente de los ejes 7 y 8 de columna se desprende una pasarela de 12,0 m de sección transversal que se comunica con el Bloque IV de esta Institución y posee 3,00 m en sentido longitudinal; si se mira la edificación con una vista superior se puede decir que su figura irregular es en forma de **T**. Además esta conformada por pórticos de concreto reforzado resistente a momentos compuestos por vigas y columnas, sin diagonales, las placas actúan con diafragmas rígidos que transmiten las fuerzas horizontales de manera proporcional a su rigidez. Para ser un poco más específicos los pórticos están enumerados por ejes; el eje A y B se encuentran trece (13) vanos de 3,00 m para el segundo piso y en el primer piso el eje A tiene trece (13) vanos de 3,00 m; el eje B tiene cinco (5) vanos de 3,00 m entre los ejes 1-2, 2-3, 7-8, 12-13, 13-14 y cuatro (4) vanos con vigas acarteladas de 6,00 m entre los ejes 3-5, 5-7, 8-10, 10-12. la pasarela tiene en sus ejes C y D un (1) vano de 3,00 m entre los ejes de referencia 7 y 8. La figura 8 muestra los pórticos que conforman la estructura.



PORTICO A



PORTICO B

Figura 8. Distribución de Pórticos de la Estructura

Como se menciono anteriormente los pórticos de la estructura están conformados por columnas con secciones de 0.20 x 1.0 m en los ejes de referencia del 1 al 14 en el pórtico A y en el pórtico B los ejes 1, 2, 3, 12, 13 y 14; otras secciones de 0.30 x 0.30 m en los ejes 5, 7, 8 y 10 del segundo piso del pórtico B, para los mismos ejes pero en el primer piso encontramos columnas con secciones variables en la parte inferior de 0.30 x 0.30 m y en la parte superior de 0.30 x 0.70m. se encuentran además vigas acarteladas con secciones en los extremos de 0.30 x 1.10 m y en la parte central del elemento de 0.30 x 0.85 m entre los ejes 3-5, 5-7, 8-10 y 10-12 del primer piso del pórtico B. Posee una losa aligerada con bloques de 0.20 x 0.40 x 0.20 m armada en una sola dirección, con respecto al eje X, en su parte estructural la losa tiene viguetas de 0.10 x 0.25 m, apoyadas sobre las vigas principales de sección de 0.20 x 0.65 m.

La edificación en su parte superior (cubierta) esta diseñada por una losa de 0.10 m de espesor con una inclinación del 18% apoyada sobre cuatro vigas de 0.20 x 0.50 m, las vigas intermedias de la cubierta son inclinadas o de dos aguas. La fachada de la cubierta se encuentra diseñada con tejas de barro. En el segundo piso del pórtico B se encuentran unos pasamanos ubicados entre los ejes 3-5, 5-7, 7-8, 8-10 y 10-12 conformados por balaustre portante e intermedio con vigueta superior de 0.20 x 0.09 m, vigueta inferior de 0.15 x 0.11 m y Columnetas 0.10 x 0.12 m.

Con respecto a la cimentación es un conjunto de veintiocho (28) zapatas sin vigas de amarre divididas en cinco (5) tipos (tipo I, II, III, IV, VIII), como se muestra en la figura 9, 10, 11, 12 y 13. Las zapatas se encuentran articuladas con respecto a la estructura.

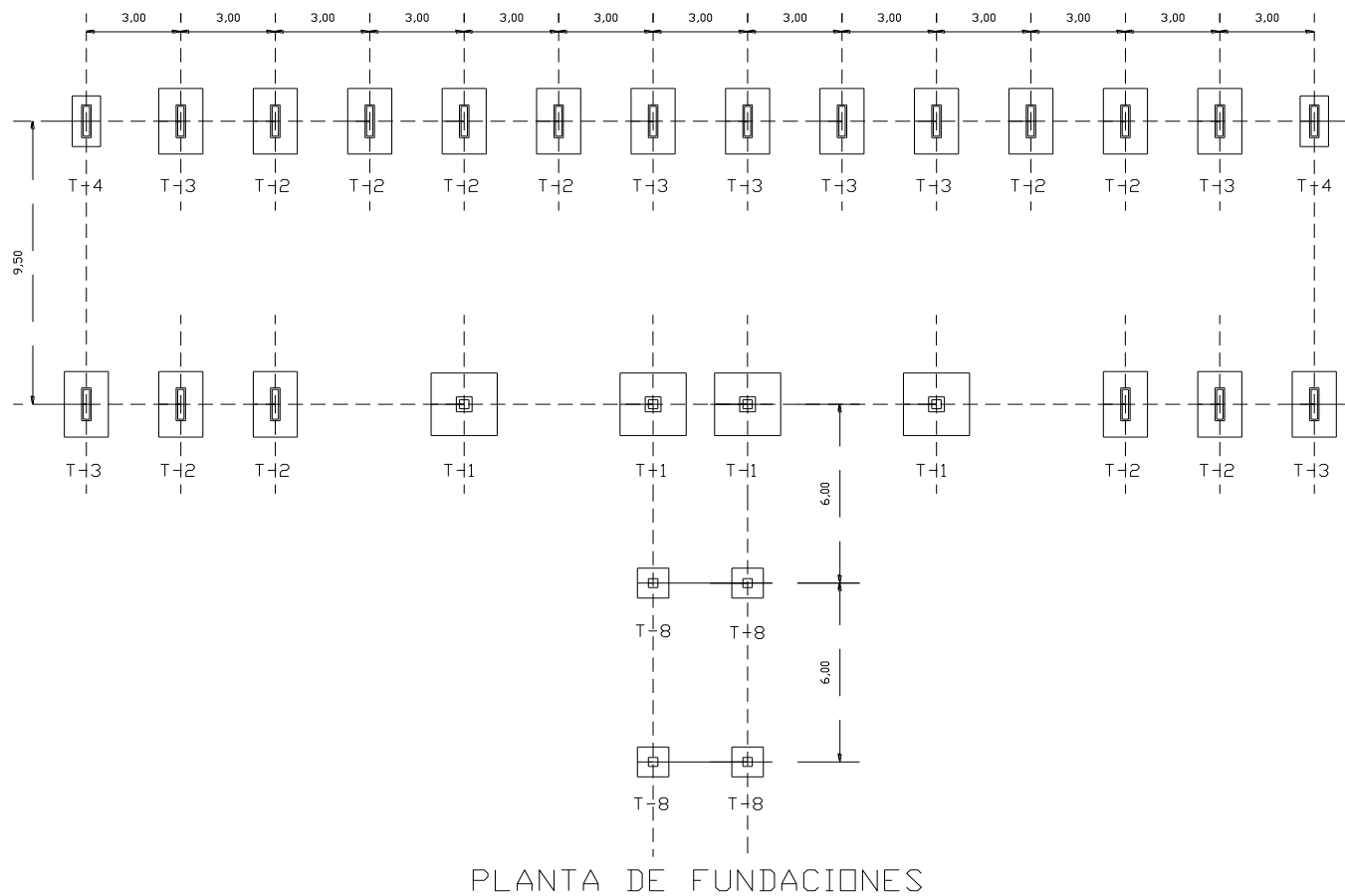


Figura 9. Distribución de Zapatas. (Cimentación)

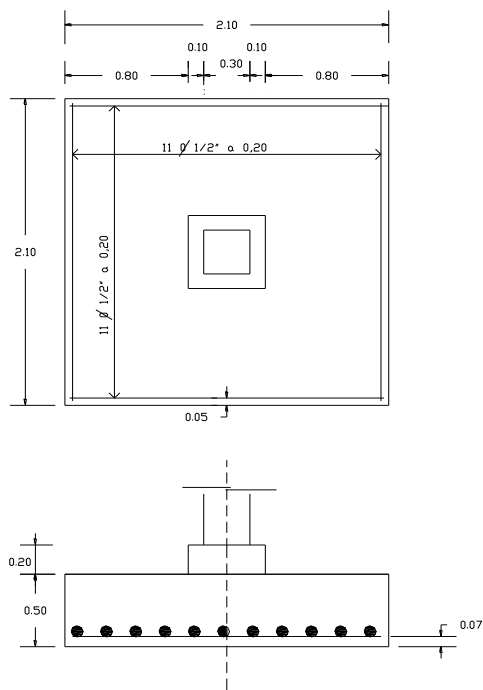


Figura 10. Zapata Tipo I

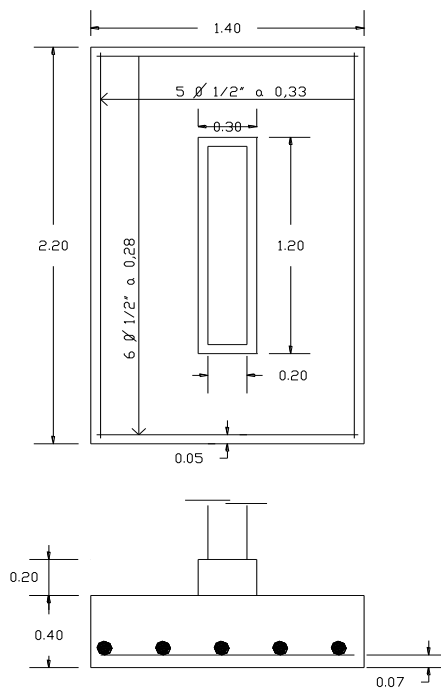


Figura 11. Zapata Tipo II y III

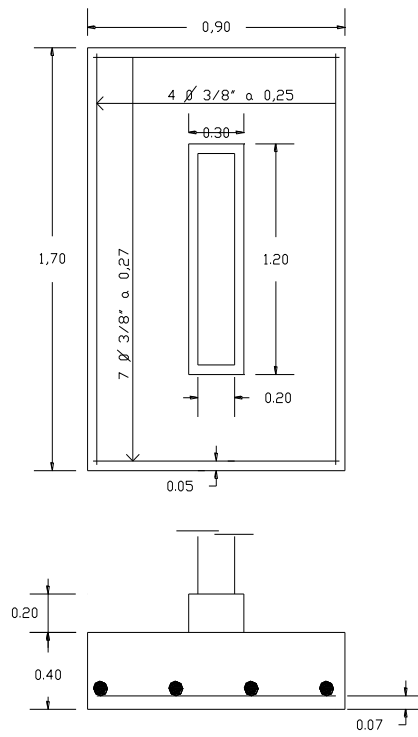


Figura 12. Zapata Tipo IV

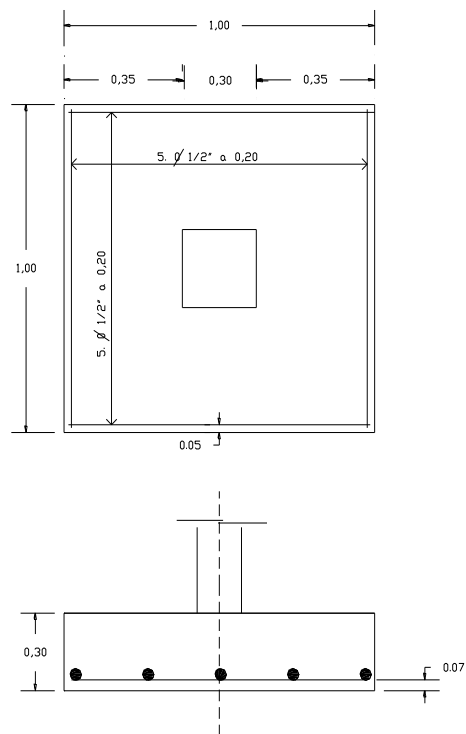


Figura 13. Zapata Tipo VIII

4.1.5 Tipos de Materiales

Concreto: $f'c = 210 \text{ Kgf/cm}^2$

Acero de Refuerzo: $Fy = 2400 \text{ Kgf/cm}^2$ para $\Phi < 3/8"$

$Fy = 4200 \text{ Kgf/cm}^2$ para $\Phi > 3/8"$

Para establecer cada uno de estos valores, se desarrollaron muestras por medio de la extracción de los núcleos, dichos núcleos fueron sometidos a pruebas de laboratorio para determinar el módulo de elasticidad del concreto y además se implemento la resistencia a compresión medida en campo, mediante las especificaciones del inciso C.8.5.4.1 de la Norma de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR-98), donde ;

$$Ec = 3900 \times (f'c)^{1/2} \text{ en MPa}$$

4.2 ETAPA II: EVALUACION Y ESTUDIO DE VULNERABILIDAD

Luego de haber estudiado detenidamente la edificación y de tener un amplio conocimiento de cada una de las partes que la componen, se procedió a realizar una evaluación estructural por medio de un modelo para determinar la resistencia

actual de la estructura y posteriormente con base a esa información implementar las metodologías seleccionadas para desarrollo de este estudio. Además fue necesario evaluar las cargas a la cual esta sometida la estructura.

4.2.1 Evaluación de Carga Muerta y Carga Viva

Para determinar la carga muerta a la cual esta sometida la estructura se tuvo en cuenta las secciones de los elementos principalmente las vigas que se encuentran sometidas al peso generado por las viguetas, además se determino el peso de los muros divisorios que es de $172,52 \text{ Kg/m}^2$ repartido por metros cuadrados (m^2) de área de losa, para los muros de fachada con espesor de $0,20 \text{ m}$ se obtuvo una carga de $814,13 \text{ Kg/m}$ distribuida sobre la viga de fachada. Con respecto a la carga viva se tuvieron presente las recomendaciones establecidas por la norma NSR-98 en su inciso B.4.2.1, donde para la losa de entepiso y pasarela se tomó un valor por carga viva de 200 Kg/m^2 , considerando a la pasarela como un puente peatonal, para la cubierta se estableció un valor de 50 Kg/m^2 debido a su pendiente y para las escaleras de 300 Kg/m^2 . En el desarrollo del análisis dinámico que generan las masas de los elementos estructurales sobre cada uno de los pórticos que hacen parte de la estructura se tuvo en cuenta el área aferente

de cada nudo del entrepiso y para la cubierta se tomo su área total y se dividió entre el número de nudos que la soportan.

4.2.2 Implementación de las Metodologías

4.2.2.1 Metodología ATC-21 (Rapid Visual Screening)

Para el estudio y evaluación del Bloque III de la Universidad del Magdalena es necesario saber que nuestra región se encuentra en una zona de amenaza sísmica intermedia, por tal razón se escogió el formato de categoría **M** (Moderate: NEHRP Map. Áreas 3 and 4). Dentro de este estudio es indispensable saber que la edificación fue construida en el año de 1968 aproximadamente, la cual alberga un gran número de personal diariamente.

Una de las características visible de la estructura es que tiene forma de **T** y su sistema estructural es un pórtico de concreto reforzado resistente a momento (Tipo C1 MRF), recibiendo un puntaje inicial de 3,0 por el tipo de edificación, la forma de la estructura se considera irregular en planta, además se debe tener en

cuenta el golpeteo que puede generarse al encontrarse en medio de los Bloques II y IV al existir un fenómeno natural (sismo), ya que la dilatación entre los bloques es aproximadamente de 2 cm. considerada pequeña para el caso de producirse un movimiento. Es necesario anotar que no existe amenaza de falla en los elementos no estructurales. (ver figura 14)

Conociendo cada una de las características típicas de la edificación, la calificación final para una estructura de tipo C1 (MRF) esta dada por:

- | | |
|---------------------------|------|
| ➤ Puntaje Básico | 3,0 |
| ➤ Irregularidad en Planta | -0,5 |
| ➤ Golpeteo | -0,5 |

Luego de realizada la evaluación por filtróte peligro sísmico potencial del bloque III, se obtuvo una calificación final de 2,0; considerado este puntaje como el punto límite según los criterios del diseño actual. Con respecto a esta calificación es necesario efectuar una evaluación mas detallada, por lo tanto se aplicara la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR-98).

Figura 14. Formato general ATC-21.

[illegible]

4.2.2.2 Metodología NSR-98 (Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente).

4.2.2.2.1 Procedimiento de Evaluación y Diseño

La construcción del Bloque III de la Universidad del Magdalena se llevo a cabo antes de la vigencia de esta norma, este código recomienda utilizar las especificaciones del capítulo A.10 del presente reglamento para determinar su vulnerabilidad.

En la aplicación de la norma NSR-98 deben seguirse detalladamente los siguientes pasos:

4.2.2.2.1.1 Evaluación Preliminar

4.2.2.2.1.1.1 Paso 1:

Análisis de la Vulnerabilidad Sísmica (A.10.1.3.1), debido a que la edificación fue diseñada y construida antes de la vigencia de la presente norma, la finalidad

consiste en llevar a la estructura a un nivel de seguridad igual al de una edificación nueva construida bajo las especificaciones de esta norma (NSR-98).

4.2.2.2.1.1.2 Paso 2:

El desarrollo de este paso es similar al procedimiento utilizado en la Etapa 1 que consiste en los estudios preliminares sobre la edificación.

4.2.2.2.1.1.3 Paso 3:

Consiste en la calificación del estado del sistema estructural. Para realizar esta evaluación se llevo a cabo la siguiente encuesta.

4.2.2.2.1.1.3.1 Calificación de la Calidad de Diseño

- La estructura cuenta con una distribución regular de la masa y la rigidez
SI X ; NO

- La edificación posee diafragma rígido SI X ; NO ____

- Los refuerzos encontrados con las exploraciones (Ferroskan) concuerdan con los planos estructurales de la edificación existente.
SI X ; NO X

- El sistema estructural de la edificación existente se encuentra dentro de los parámetros establecidos por el código vigente en la época del diseño de la estructura. SI X ; NO ____

4.2.2.2.1.1.3.2 Calificación de la Calidad de la Construcción

- Se cuenta con registros de Interventoría de la construcción
SI ____ ; NO X

- Se tiene reportes de ensayos de todo los materiales utilizados en la construcción (componentes de la mezcla de concreto, proporciones y resultado de los ensayos).
SI ____ ; NO X

- Se tienen las especificaciones de los materiales y planos de construcción.

SI X ; NO X

- Existen datos de control de calidad y reportes de inspección de campo.

SI ____ ; NO X

- Se tiene información geotécnica del proyecto. SI ____ ; NO X

Calidad del diseño y la construcción de la estructura actual.

Bueno X Regular ____ Malo ____

4.2.2.2.1.1.3.3 Calificación del Estado Actual de la Estructura

- Se encontró fisuras por cambios de temperatura. SI ____ ; NO X

- Se tiene corrosión en la armadura. SI ____ ; NO X

- Existen asentamientos diferenciales. SI ____ ; NO X

- Se tienen deflexiones excesivas. SI ____ ; NO X
- Se aprecia agrietamiento o desconchamiento en los elementos estructurales. SI ____ ; NO X
- Esta sometida la estructura a sobrecargas debido al terreno y/o equipo pesado. SI ____ ; NO X
- Se tienen filtraciones de agua, encharcamiento, áreas de pobre drenaje u otras indicaciones de problemas con el agua. SI ____ ; NO X

Calificación del estado de la estructura. Bueno X Regular ____ Malo ____

4.2.2.2.1.1.3.4 Calidad de la Construcción

Basados en el estudio de patología, se conocieron las características de los materiales que conforman el Bloque III y la distribución del refuerzo en sus elementos estructurales. La resistencia del concreto es de $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$, con

los resultados arrojados la calidad y el estado de la estructura, la resistencia efectiva de los elementos según el capítulo A.10 de la norma NSR-98 es:

Nef = Resistencia Efectiva

Fc = Coeficiente de reducción de resistencia por calidad de diseño y construcción de la estructura.

fe = Coeficiente de reducción de resistencia por estado de la estructura.

Nex = Resistencia existente.

Para este caso los valores de los coeficientes son los siguiente:

$f_c = 0,90$ (Buena)

$f_e = 0,90$ (Buena)

$$\mathbf{Nef = f_c \times f_e \times Nex}$$

$$\mathbf{Nef = (0,90) \times (0,90) Nex}$$

$$\mathbf{Nef = 0,81 Nex}$$

Con este coeficiente se afecta la capacidad última de la estructura en el cortante para flexión y torsión.

4.2.2.2.1.2 Evaluación de la Estructura Actual

4.2.2.2.1.2.1 Paso 4: Determinación de las Solicitaciones Equivalentes

4.2.2.2.1.2.1.1 Movimiento Sísmico de Diseño

Para determinar las fuerzas sísmicas que actúan sobre la estructura fue necesario utilizar el espectro de respuesta que especifica el capítulo A.2 (**Zonas de Amenaza Sísmica y Movimiento Sísmicos de Diseño**) de la norma NSR-98, es importante tener en cuenta que el coeficiente de importancia para esta edificación es de 1.10 por encontrarse establecida en un grupo de uso II (Edificaciones de ocupación especial), ya que la región se encuentra en una zona de amenaza sísmica intermedia, de acuerdo con la tabla A.2-2 de la NSR-98 (ver tabla 1 y 2), Santa Marta posee una aceleración máxima de 0.15 g. En el momento de revisión de la estructura se utilizó un espectro de respuesta para un coeficiente de amortiguamiento con respecto al crítico del 5% y un periodo de recurrencia de 475 años, con una probabilidad del 10% de ser excedido en un lapso de cincuenta (50) años en función de la aceleración pico efectivo representado por el parámetro **A_a**.

REGIÓN N°	A_a	AMENAZA SÍSMICA
10	0.45	Alta
9	0.40	Alta
8	0.35	Alta
7	0.30	Alta
6	0.25	Alta
5	0.20	Intermedia
4	0.15	Intermedia
3	0.10	Baja
2	0.075	Baja
1	0.05	Baja

**Tabla 1. Valor de A_a y Nivel de Amenaza Sísmica
Según la Región del Mapa de la Figura 1.**

CIUDAD	A_a	ZONA DE AMENAZA SÍSMICA
Arauca	0.15	Intermedia
Armenia	0.25	Alta
Barranquilla	0.10	Baja
Bogota	0.20	Intermedia
Bucaramanga	0.25	Alta
Cali	0.25	Alta
Cartagena	0.10	Baja
Cúcuta	0.30	Alta

Florencia	0.20	Intermedia
Ibagué	0.20	Intermedia
Leticia	0.05	Baja
Manizales	0.25	Alta
Medellín	0.20	Intermedia
Mitú	0.05	Baja
Mocoa	0.30	Alta
Montería	0.15	Intermedia
Neiva	0.30	Alta
Pasto	0.30	Alta
Pereira	0.25	Alta
Popayán	0.25	Alta
Puerto Carreño	0.05	Baja
Puerto Inárida	0.05	Baja
Quibdo	0.30	Alta
Riohacha	0.15	Intermedia
San Andrés, Isla	0.10	Baja
Santa Marta	0.15	Intermedia
San José del Guaviare	0.10	Baja
Sincelejo	0.15	Intermedia
Tunja	0.20	Intermedia
Valledupar	0.10	Baja
Villavicencio	0.30	Alta
Yopal	0.20	Intermedia

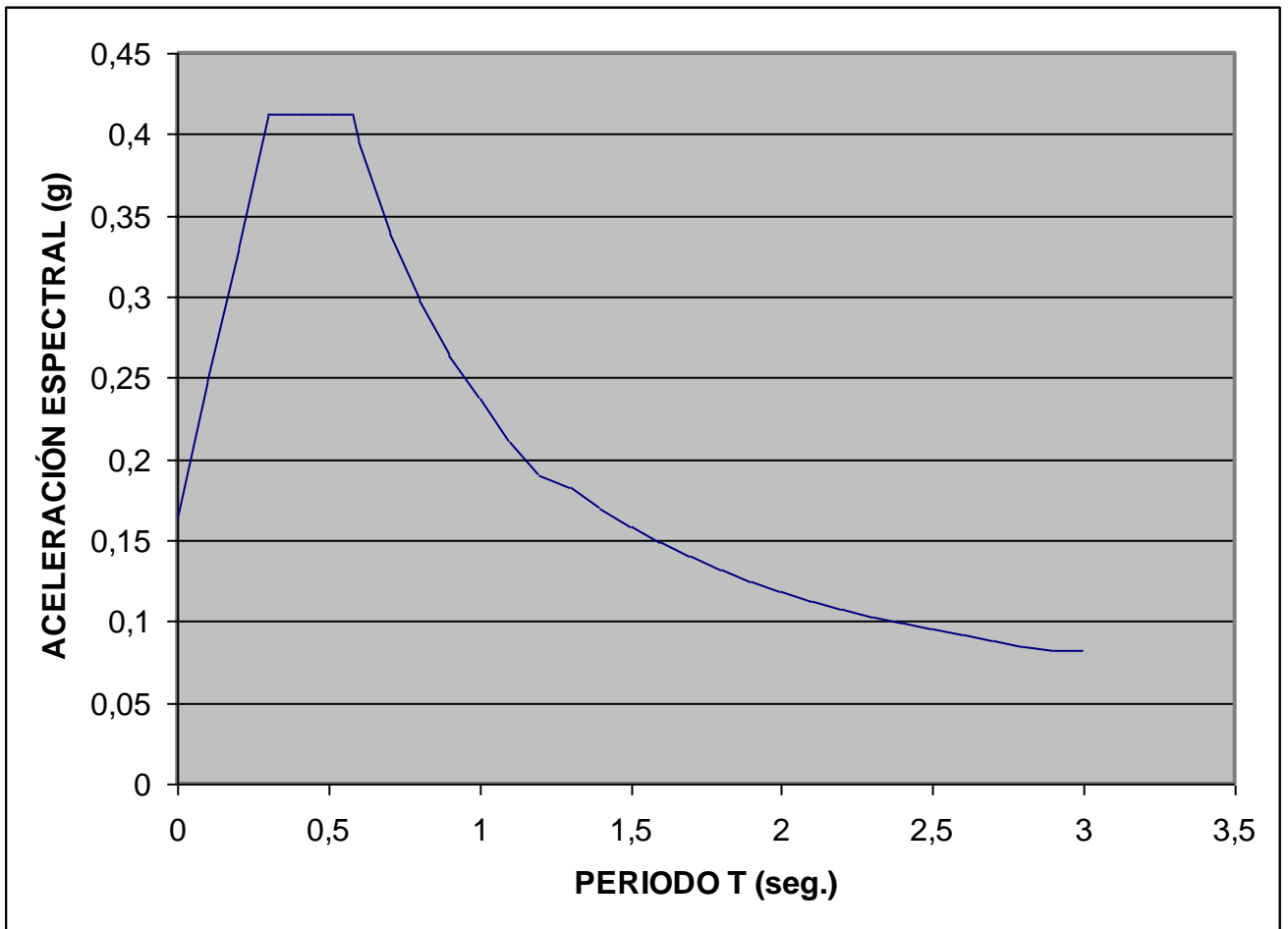
Tabla 2. Valores de A_a para Ciudades Capitales de Departamento

4.2.2.2.1.2.1.1.1 Espectro de Diseño

Luego de entrar al espectro de respuesta se obtuvo como resultado una aceleración máxima de 0.4125 g entre los periodos de 0 y 0.576 seg. y a partir de ese intervalo con una caída inversamente proporcional al periodo hasta 2.88 seg. donde A_a se vuelve constante en 0.0825 g. Según el inciso A.2.6.4 de la norma NSR-98 para modos diferentes el espectro varia entre 0 a 0.3 seg. (Ver figura 15.)

T (seg.)	Inclinado	Recto	T (seg.)	Inclinado	Recto
0	0,165	0,4125	1,5	0,1584	0,1584
0,10	0,2475	0,4125	1,6	0,1485	0,1485
0,2	0,33	0,4125	1,7	0,13976	0,13976
0,3	0,4125	0,4125	1,8	0,132	0,132
0,4	0,4125	0,4125	1,9	0,125	0,125
0,5	0,4125	0,4125	2	0,118	0,118
0,58	0,4125	0,4125	2,1	0,1131	0,1131
0,6	0,396	0,396	2,2	0,108	0,108
0,7	0,339	0,339	2,3	0,1033	0,1033
0,8	0,297	0,297	2,4	0,099	0,099
0,9	0,264	0,264	2,5	0,09504	0,09504
1	0,2376	0,2376	2,6	0,091384	0,091384
1,1	0,21	0,21	2,7	0,088	0,088
1,2	0,19	0,19	2,8	0,08485	0,08485
1,3	0,1828	0,1828	2,9	0,0825	0,0825
1,4	0,1697	0,1697	10	0,0825	0,0825

Tabla 3. Coordenadas del Espectro Recto e Inclinado



**Figura 15. Espectro de Aceleración utilizado
en el análisis**

4.2.2.2.1.2.1.2 Clasificación del Sistema Estructural.

El sistema estructural de la edificación esta conformado por pórticos resistentes a momento con una capacidad de disipación de energía moderada (DMO). El coeficiente de capacidad de disipación de energía esta determinado por:

$$R = \Phi_a \times \Phi_p \times R_o$$

donde;

R = Coeficiente de capacidad de disipación de energía

Φ_a = Irregularidad en altura

Φ_p = irregularidad en planta

R_o = Coeficiente de capacidad de disipación de energía básico

Los valores correspondientes se calcularon de acuerdo a lo establecido en la norma NSR-98 y a las características de la edificación. Como el sistema estructural es de tipo pórtico, con una capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y amenaza sísmica intermedia se tiene que **$R_o = 5.0$** (Tabla A3.3 NSR-98), no se encontró irregularidad en altura por lo tanto **$\Phi_a = 1.0$** y se tiene irregularidad en planta debido a retroceso en las esquinas, entonces tenemos que **$\Phi_p = 0.9$** (ver figura 16).

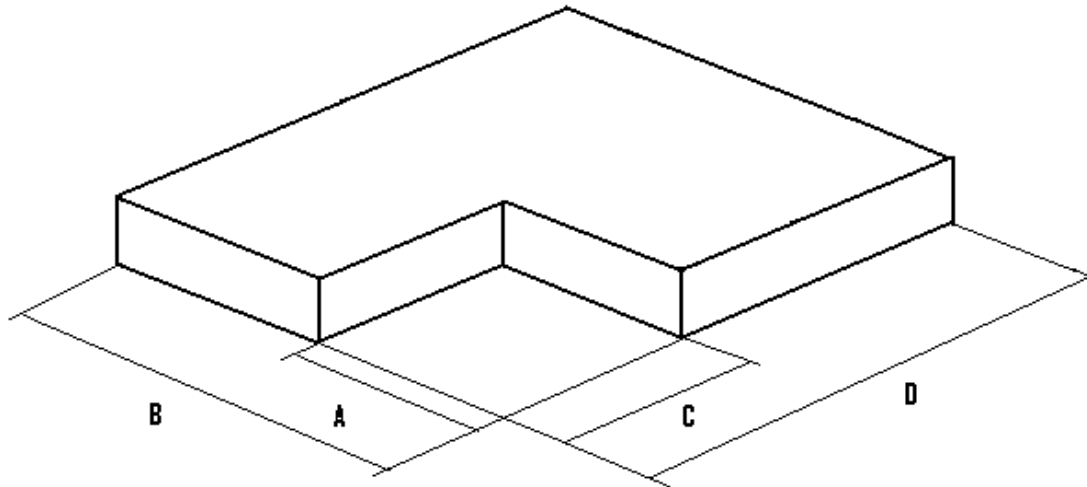


Figura 16. Retroceso en las Esquinas

$$R = \Phi_a \times \Phi_p \times R_o$$

$$R = (1) (0,9) (5)$$

$$R = 4.5$$

4.2.2.2.1.2.1.3 Avalúo de Cargas a las Solicitaciones Equivalentes.

Se determino el análisis de la carga muerta, viva y de viento por medio de los datos recolectados en el levantamiento arquitectónico y estructural y en las

especificaciones establecidas en el título B de las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR-98).

4.2.2.2.1.2.1.3.1 Análisis de Carga Muerta

4.2.2.2.1.2.1.3.1.1 Losa Entrepiso

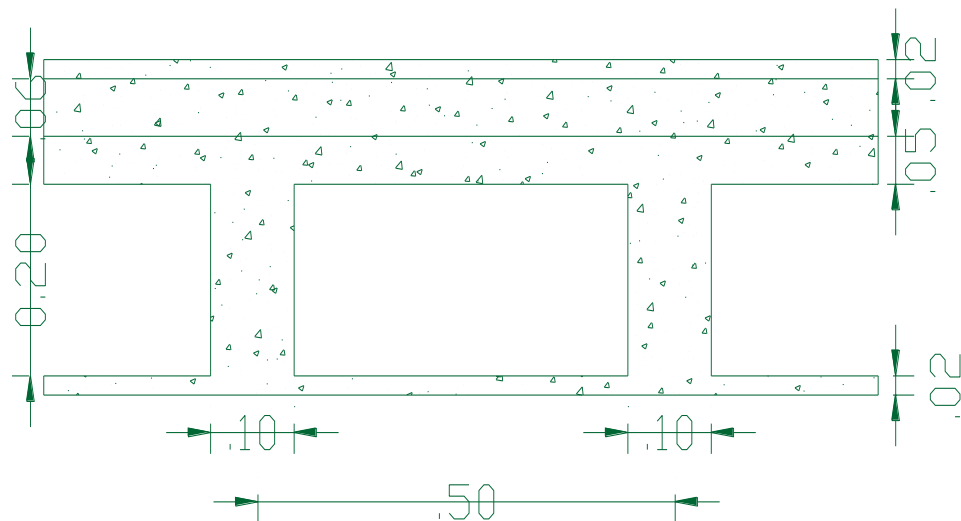


Figura 17. Corte transversal de la Losa de Entrepiso

- Torta : $(0.5 \text{ m}) \times (0.05 \text{ m}) \times (1 \text{ m}) \times (2400 \text{ Kg./m}^3) = 60,00 \text{ Kg.}$
- Losa Inferior : $(0.5 \text{ m}) \times (0.02 \text{ m}) \times (1 \text{ m}) \times (2400 \text{ Kg./m}^3) = 21,00 \text{ Kg.}$
- Nervio : $(0.2 \text{ m}) \times (0.1 \text{ m}) \times (1 \text{ m}) \times (2400 \text{ Kg./m}^3) = 48,00 \text{ Kg.}$

$= 129,00 \text{ Kg.}$

Se divide el valor de la carga por un area aferente de 0.5 m^2

$$\frac{129 \text{ Kg.}}{0.5 \text{ m}^2} = 258,00 \text{ Kg./m}^2$$

- Piso de Pega : $(0.06 \text{ m}) \times (2100 \text{ Kg./m}^3) = 126,00 \text{ Kg./m}^2$
- Baldosas : $= 40,00 \text{ Kg./m}^2$
- Bloque : $(10 \text{ kg.}) \times (10 \text{ und.}) / (1 \text{ m}^2) = 100,00 \text{ Kg./m}^2$
- Muros Divisorios : $= 172,52 \text{ Kg./m}^2$

$= 438,52 \text{ Kg./m}^2$

Total Carga Muerta = 696.52 Kg./m²

4.2.2.2.1.2.1.3.1.1.1 Cálculo de Peso de Muros

➤ Muros Internos (Divisorios)

La estructura presenta tipos diferentes de muros, la cual se calcularon por formulas de figuras geométricas:

$$\text{➤ Tipo 1 : } (2.5 \text{ m}) \times (8.5 \text{ m}) \times (2) = 42,50 \text{ m}^2$$

$$\text{➤ Tipo 2 : } 2 \times [(8.5\text{m}) \times (1.35\text{m}) / 2 + (2.5\text{m}) \times (8.5\text{m})] = 53,98 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{➤ Tipo 3 : } 3 \times [(4.25\text{m}) \times (2.5\text{m}) + (3.3\text{m}) \times (1.85\text{m}) + \\ (4.25\text{m}) \times (1.35\text{m}) / 2] &= 60,32 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{➤ Tipo 4 : } (6 \text{ m}) \times (2.5 \text{ m}) \times (6) = 90,00 \text{ m}^2$$

$$\text{➤ Tipo 5 : } (9 \text{ m}) \times (3.3 \text{ m}) \times (4) = 118,80 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de Muros divisorios} = 323,10 \text{ m}^2$$

El área total de muro construido será :

$$\mathbf{At = Am + Av. + Ap}$$

At : area total

Am : area de muros divisorios

Av : área de ventanas

Ap : área de puertas

$$At = 323.10 \text{ m}^2 + (0.8\text{m}) \times (1.3\text{m}) \times (66) + (2,5\text{m}) \times (1\text{m}) \times (5)$$

$$\text{Area total de muros} = \mathbf{241,96 \text{ m}^2}$$

Calculo del peso de muro divisorios :

$$\begin{aligned} \text{Numero de ladrillos (por m}^2\text{)} &= \frac{1 \text{ m}^2}{[(0.24 \text{ m} + 0.02 \text{ m}) \times (0.06 \text{ m} + 0.02 \text{ m})]} \\ &= 48,07 \text{ Ladrillos} = \mathbf{48 \text{ Ladrillos}} \end{aligned}$$

➤ Mortero de Pega : $e = 0.02 \text{ m}$

$$\text{Vertical} = (50) \times (0.13\text{m}) \times (0.06\text{m}) \times (0.02\text{m}) \times (2100\text{Kg./m}^3) = \mathbf{16,38 \text{ Kg./m}^2}$$

$$\text{Horizontal} = (13) \times (0.24\text{m}) \times (0.13\text{m}) \times (0.03\text{m}) \times (2100\text{Kg./m}^3) = \mathbf{17,04 \text{ Kg./m}^2}$$

Estas cargas son por metros cuadrado (m^2) de muro.

$$\text{➤ Pañete} = (0.02 \text{ m}) \times (2100 \text{ Kg/m}^3) \times (2) = \mathbf{84,00 \text{ Kg./m}^2}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ Carga de ladrillos} &= (48 / \text{m}^2) \times (0.06\text{m}) \times (0.24\text{m}) \times (0.13\text{m}) \times (1850\text{Kg./m}^3) \\ &= \mathbf{166,23 \text{ Kg./m}^2} \text{ de muro.} \end{aligned}$$

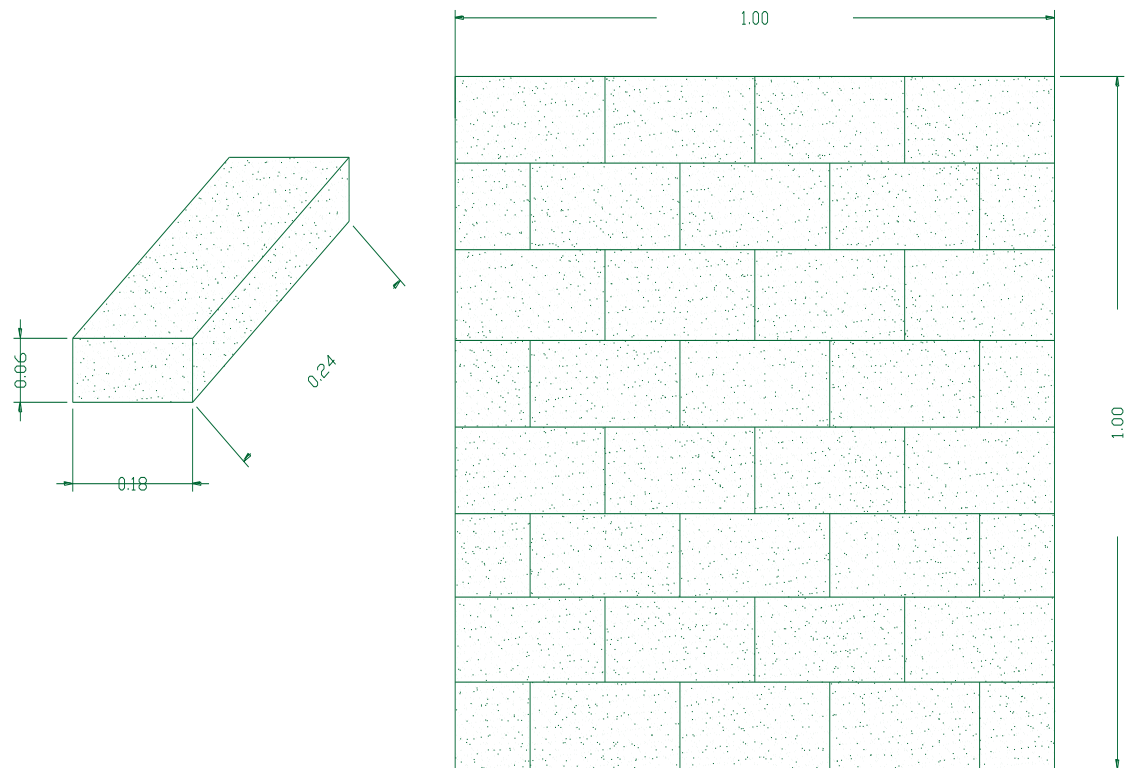


Figura 18. Tipo de bloque y distribución en los muros

El valor de la densidad del ladrillo es de **1850 Kg/m³**; para absorción media según el código NSR-98 capítulo B.32.

El peso total de muros es :

$$\text{Peso total} = 16,38 \text{ Kg./m}^2 + 17,04 \text{ Kg./m}^2 + 84 \text{ Kg./m}^2 + 166.23 \text{ Kg./m}^2$$

$$\text{Peso total de muros} = \mathbf{283,65 \text{ Kg./m}^2 \text{ de muro}}$$

El peso generado por estos muros divisorios es aplicada a la losa de entepiso; por tal razón se reparte su carga distribuida a lo largo de toda la losa convirtiendo esta carga en puntual.

- Repartición de la carga en la losa :

$$\text{Carga de Muros divisorios} = A_t \times P_t$$

A_t = área total de muros

P_t = Peso total de muros por m^2

$$\text{Carga de Muros divisorios} = (241,96 \text{ m}^2) \times (283,65 \text{ Kg./m}^2)$$

$$\text{Carga de Muros divisorios} = \mathbf{68631,95 \text{ Kg.}}$$

La carga por metro cuadrado (m^2) de losa es :

$$\frac{\text{Carga de muros divisorios}}{\text{Área de la Losa}} = \frac{68631,95 \text{ Kg.}}{397,83 \text{ m}^2} = \mathbf{172,52 \text{ Kg./m}^2}$$

➤ **Muros Externos (Fachada)**

Para muros con de **e**(espesor) = 0.20 m

➤ Mortero de Pega :

Los valores carga correspondientes al mortero de pega horizontal y vertical por metro cuadrado (m²) son iguales a los de los muros divisorios.

Vertical = **16,38 Kg./m²** de muro

Horizontal = **17,04 Kg./m²** de muro

➤ Pañete = (0.03 m) x (2100 Kg./m²) x (2) = **126 Kg./m²**

➤ Ladrillo = **166,23 Kg./m²**

Peso total = 16,38 Kg./m² + 17,04 Kg./m² + 126 Kg./m² + 166,23 Kg./m²

Peso total = **325,65 Kg./m²**

La carga a utilizar será la aplicada a lo largo de toda la viga de fachada, que tiene una longitud de 2,50 m.

Carga = (325,65 Kg./m²) x (2,50 m)

Carga = **814,13 Kg./m** lineal de viga

4.2.2.2.1.2.1.3.1.2 Losa de Cubierta

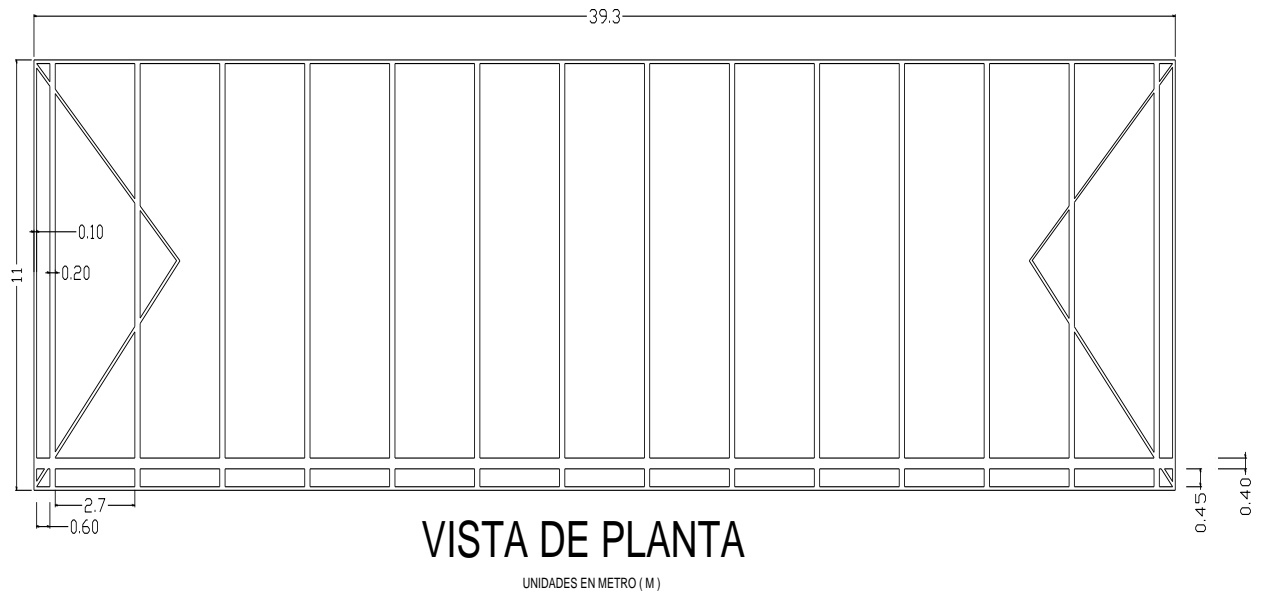


Figura 19. Vista de planta de la Losa de Cubierta

- Losa = (0.1 m) x (2400 Kg./m³) = 240 Kg./m²
- Teja (barro) = = 51 Kg./m²
- Inpermeabilizante = = 15 Kg./m²
- Pega por Teja = (0.04 m) x (2100 Kg./m³) = 84 Kg./m²

Carga Total = **390 Kg./m²**

4.2.2.2.1.2.1.3.1.3 Losa de Pasarela

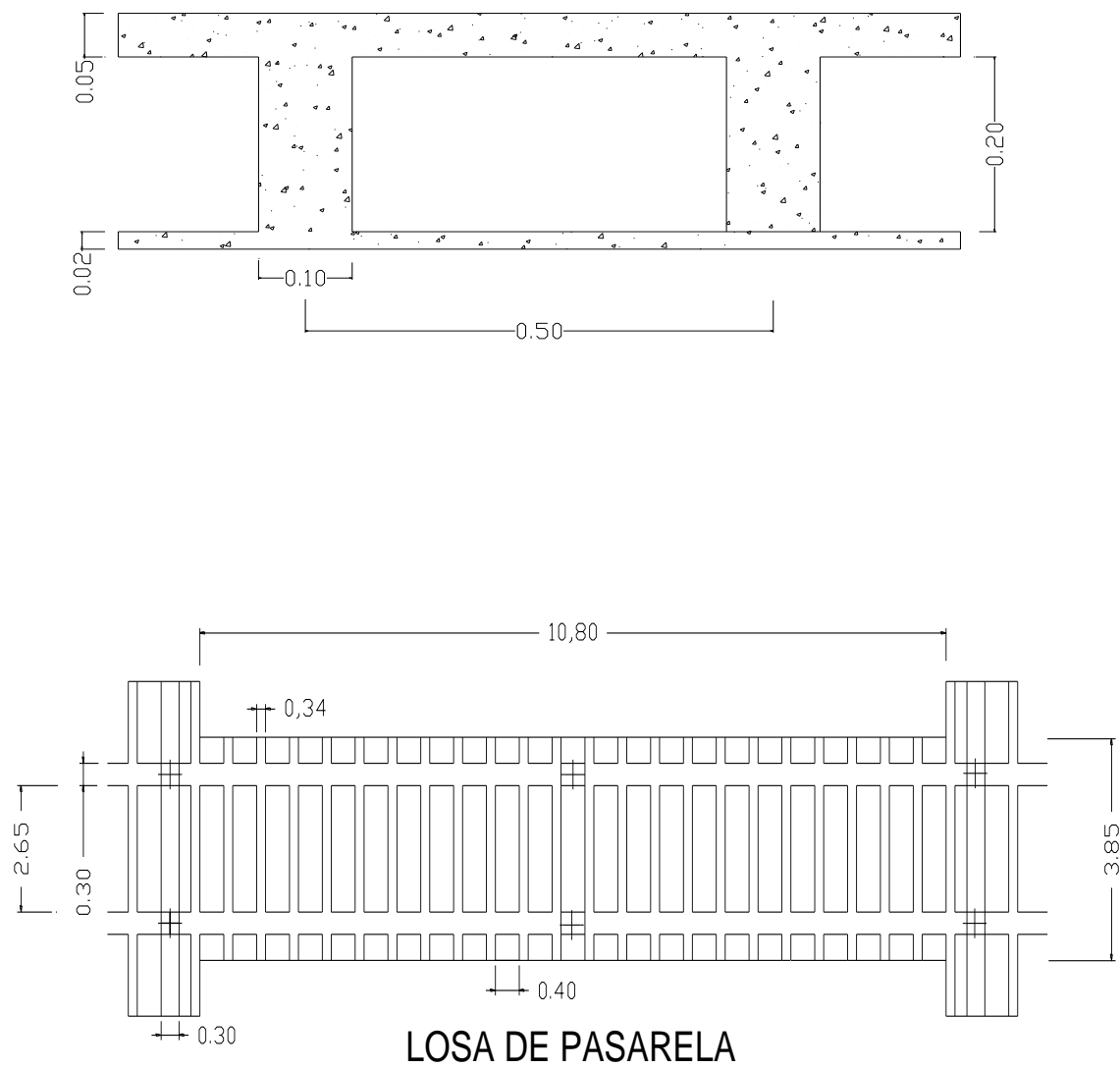


Figura 20. Corte Transversal y Vista de Planta de la Losa de Pasarela

- Torta = $(0.5 \text{ m}) \times (0.05 \text{ m}) \times (1 \text{ m}) \times (2400 \text{ Kg./m}^3) = 60 \text{ Kg.}$
- Losa Inferior = $(0.5 \text{ m}) \times (0.02 \text{ m}) \times (1 \text{ m}) \times (2100 \text{ Kg./m}^3) = 21 \text{ Kg.}$
- Nervio = $(0.2 \text{ m}) \times (0.1 \text{ m}) \times (1 \text{ m}) \times (2400 \text{ Kg./m}^3) = 48 \text{ Kg.}$

$$= 129 \text{ Kg.}$$

La carga total $_{(1)}$ será expresada por metro (m^2) de área de losa :

$$\text{Carga total }_{(1)} = \frac{129 \text{ Kg.}}{(0.5 \text{ m}) \times (1 \text{ m})} = \mathbf{258 \text{ Kg./m}^2} \text{ de losa}$$

- Bloque = $(10 \text{ kg.}) \times (5) / (1 \text{ m}^2) = 50 \text{ Kg./m}^2$
- Impermeabilizante = 15 Kg./m^2
- Sobre espesor = $(0.02 \text{ m}) \times (2100 \text{ Kg./m}^2) = 42 \text{ Kg./m}^2$

$$\text{Carga Total }_{(2)} = 107 \text{ Kg./m}^2$$

La carga muerta total ejercida por la pasarela es :

$$\text{Carga Total} = \text{Carga } T_{(1)} + \text{Carga } T_{(2)}$$

$$\text{Carga Total} = 258 \text{ Kg./m}^2 + 107 \text{ Kg./m}^2$$

$$\text{Carga Total} = \mathbf{365,00 \text{ Kg/m}^2} \text{ de losa}$$

4.2.2.2.1.2.1.3.1.4 Pasamanos

Los pasamanos se encuentran ubicados en la segunda planta de la estructuras, no poseen una simetría en su distancia y en el número de balaustres; por tal razón se presentan cinco (5) tipos de pasamanos diferentes según las características mencionadas anteriormente.

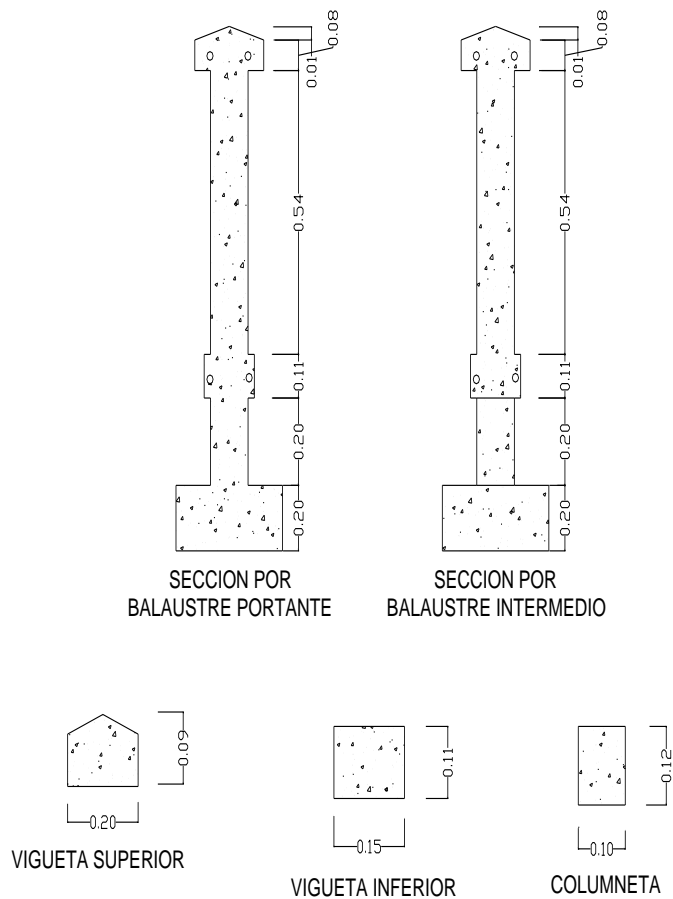


Figura 21. Secciones propias de los Pasamanos

$$\text{Vigueta Sup.} = (0.20 \text{ m}) \times (0.09 \text{ m}) \times (1 \text{ m}) \times (2400 \text{ Kg./m}^3) = 43,20 \text{ Kg. m/m}$$

$$\text{Vigueta Inf.} = (0.15 \text{ m}) \times (0.11 \text{ m}) \times (1 \text{ m}) \times (2400 \text{ Kg./m}^3) = 39,60 \text{ Kg. m/m}$$

$$\text{Columneta} = (0.12 \text{ m}) \times (0.10 \text{ m}) \times (0.54 \text{ m}) \times (2400 \text{ Kg./m}^3) \times (1) = 15,55 \text{ Kg.}$$

A continuación calculamos el peso generado por cada uno de los balaustres portante para cada tipo de pasamano.

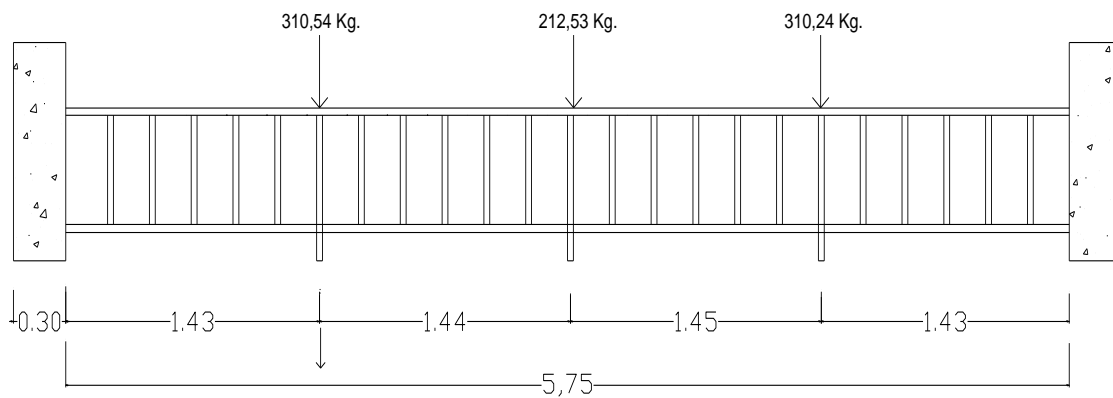


Figura 22. Pasamanos Tipo I

▪ Primer Balaustre Portante :

$$\text{Viga Superior} = (2,15 \text{ m}) \times (43.20 \text{ Kg. m/m}) = 92,90 \text{ kg.}$$

$$\text{Viga Inferior} = (2,15 \text{ m}) \times (39,60 \text{ Kg. m/m}) = 85,14 \text{ Kg.}$$

$$\text{Columnetas} = (8,5 \text{ Columnetas}) \times (15,55) = 132,20 \text{ Kg.}$$

$$= \mathbf{310,24 \text{ Kg.}}$$

▪ Segundo Balaustre Portante :

$$\text{Viga Superior} = (1,44 \text{ m}) \times (43.20 \text{ Kg. m/m}) = 62,21 \text{ kg.}$$

$$\text{Viga Inferior} = (1,44 \text{ m}) \times (39,60 \text{ Kg. m/m}) = 57,02 \text{ Kg.}$$

$$\text{Columnetas} = (6 \text{ Columnetas}) \times (15,55) = 93,30 \text{ Kg.}$$

$$= \mathbf{212,53 \text{ Kg.}}$$

▪ Tercer Balaustre Portante :

$$\text{Viga Superior} = (2,15 \text{ m}) \times (43.20 \text{ Kg. m/m}) = 92,90 \text{ kg.}$$

$$\text{Viga Inferior} = (2,15 \text{ m}) \times (39,60 \text{ Kg. m/m}) = 85,14 \text{ Kg.}$$

$$\text{Columnetas} = (8,5 \text{ Columnetas}) \times (15,55) = 132,20 \text{ Kg.}$$

$$= \mathbf{310,24 \text{ Kg.}}$$

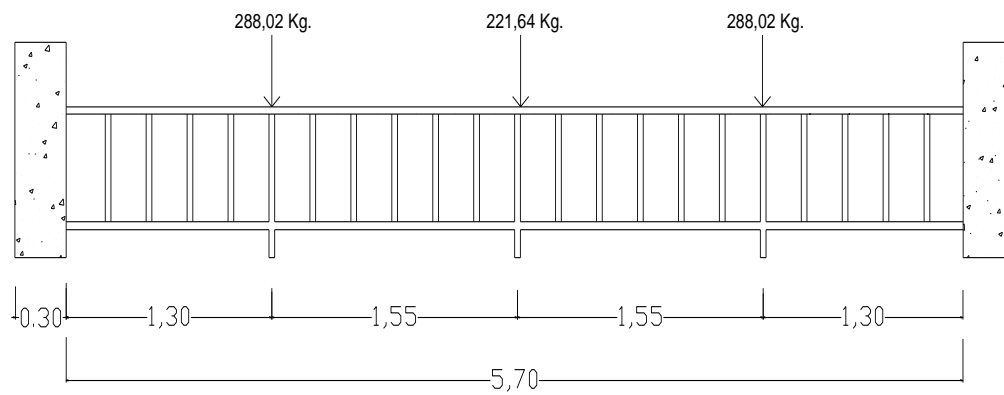


Figura 23. Pasamanos Tipo II

- Primer Balaustre Portante :

$$\text{Viga Superior} = (2,07 \text{ m}) \times (43,20 \text{ Kg. m/m}) = 89,42 \text{ kg.}$$

$$\text{Viga Inferior} = (2,07 \text{ m}) \times (39,60 \text{ Kg. m/m}) = 81,97 \text{ Kg.}$$

$$\text{Columnetas} = (7,5 \text{ Columnetas}) \times (15,55) = 116,63 \text{ Kg.}$$

$$= \mathbf{288,02 \text{ Kg.}}$$

▪ Segundo Balaustre Portante :

$$\text{Viga Superior} = (1,55 \text{ m}) \times (43.20 \text{ Kg. m/m}) = 66,96 \text{ kg.}$$

$$\text{Viga Inferior} = (1,55 \text{ m}) \times (39,60 \text{ Kg. m/m}) = 61,38 \text{ Kg.}$$

$$\text{Columnetas} = (6 \text{ Columnetas}) \times (15,55) = 93,30 \text{ Kg.}$$

$$= \mathbf{221,64 \text{ Kg.}}$$

▪ Tercer Balaustre Portante :

$$\text{Viga Superior} = (2,07 \text{ m}) \times (43.20 \text{ Kg. m/m}) = 89,42 \text{ kg.}$$

$$\text{Viga Inferior} = (2,07 \text{ m}) \times (39,60 \text{ Kg. m/m}) = 81,97 \text{ Kg.}$$

$$\text{Columnetas} = (7,5 \text{ Columnetas}) \times (15,55) = 116,63 \text{ Kg.}$$

$$= \mathbf{288,02 \text{ Kg.}}$$

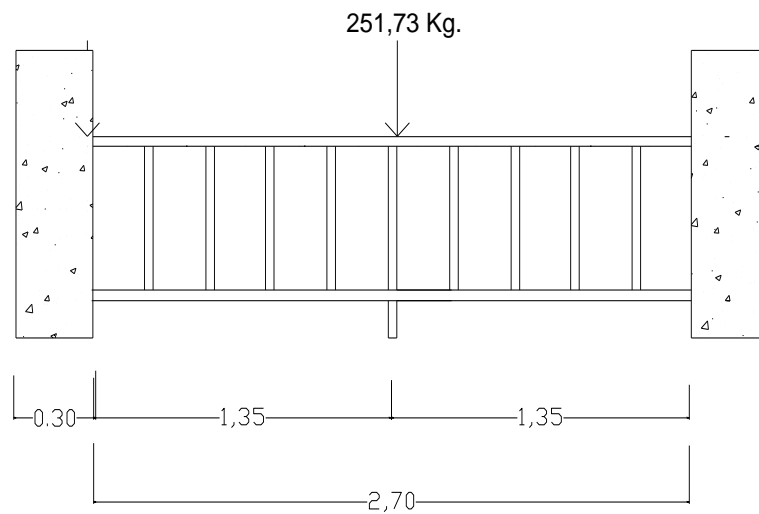


Figura 24. Pasamanos Tipo III

- Primer Balaustre Portante :

$$\text{Viga Superior} = (1,35 \text{ m}) \times (43,20 \text{ Kg. m/m}) = 58,32 \text{ kg.}$$

$$\text{Viga Inferior} = (1,35 \text{ m}) \times (39,60 \text{ Kg. m/m}) = 53,46 \text{ Kg.}$$

$$\text{Columnetas} = (9 \text{ Columnetas}) \times (15,55) = 139,95 \text{ Kg.}$$

$$= \mathbf{251,73 \text{ Kg.}}$$

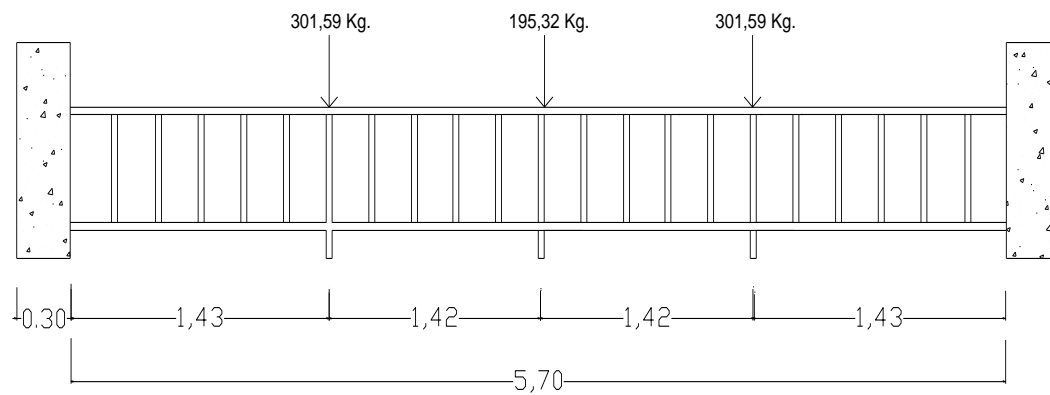


Figura 25. Pasamanos Tipo IV

- Primer Balaustre Portante :

$$\text{Viga Superior} = (2,14 \text{ m}) \times (43,20 \text{ Kg. m/m}) = 92,45 \text{ kg.}$$

$$\text{Viga Inferior} = (2,14 \text{ m}) \times (39,60 \text{ Kg. m/m}) = 84,74 \text{ Kg.}$$

$$\text{Columnetas} = (8 \text{ Columnetas}) \times (15,55) = 124,40 \text{ Kg.}$$

$$= \mathbf{301,59 \text{ Kg.}}$$

▪ Segundo Balaustre Portante :

$$\text{Viga Superior} = (1,42 \text{ m}) \times (43.20 \text{ Kg. m/m}) = 61,34 \text{ kg.}$$

$$\text{Viga Inferior} = (1,42 \text{ m}) \times (39,60 \text{ Kg. m/m}) = 56,23 \text{ Kg.}$$

$$\text{Columnetas} = (5 \text{ Columnetas}) \times (15,55) = 77,75 \text{ Kg.}$$

$$= 195,32 \text{ Kg.}$$

▪ Tercer Balaustre Portante :

$$\text{Viga Superior} = (2,14 \text{ m}) \times (43.20 \text{ Kg. m/m}) = 92,45 \text{ kg.}$$

$$\text{Viga Inferior} = (2,14 \text{ m}) \times (39,60 \text{ Kg. m/m}) = 84,74 \text{ Kg.}$$

$$\text{Columnetas} = (8 \text{ Columnetas}) \times (15,55) = 124,40 \text{ Kg.}$$

$$= 301,59 \text{ Kg.}$$

➤ **Tipo 5 :**

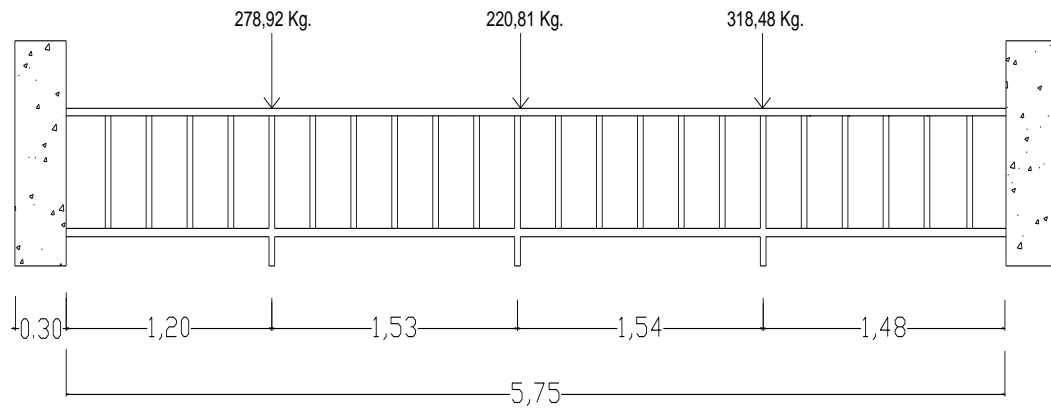


Figura 26. Pasamanos Tipo V

▪ **Primer Balaustre Portante :**

$$\text{Viga Superior} = (1,96 \text{ m}) \times (43,20 \text{ Kg. m/m}) = 84,67 \text{ kg.}$$

$$\text{Viga Inferior} = (1,96 \text{ m}) \times (39,60 \text{ Kg. m/m}) = 77,62 \text{ Kg.}$$

$$\text{Columnetas} = (7,5 \text{ Columnetas}) \times (15,55) = 116,63 \text{ Kg.}$$

$$= \mathbf{278,92 \text{ Kg.}}$$

▪ Segundo Balaustre Portante :

$$\text{Viga Superior} = (1,54 \text{ m}) \times (43.20 \text{ Kg. m/m}) = 66,53 \text{ kg.}$$

$$\text{Viga Inferior} = (1,54 \text{ m}) \times (39,60 \text{ Kg. m/m}) = 60,98 \text{ Kg.}$$

$$\text{Columnetas} = (6 \text{ Columnetas}) \times (15,55) = 93,30 \text{ Kg.}$$

$$= \mathbf{220,81 \text{ Kg.}}$$

▪ Tercer Balaustre Portante :

$$\text{Viga Superior} = (2,25 \text{ m}) \times (43.20 \text{ Kg. m/m}) = 97,20 \text{ kg.}$$

$$\text{Viga Inferior} = (2,25 \text{ m}) \times (39,60 \text{ Kg. m/m}) = 89,10 \text{ Kg.}$$

$$\text{Columnetas} = (8,5 \text{ Columnetas}) \times (15,55) = 132,18 \text{ Kg.}$$

$$= \mathbf{318,48 \text{ Kg.}}$$

**Tabla 4. DATOS DEL CALCULO DE LOS
BALAUSTRES PORTANTES PARA CADA TIPO DE PASAMANO**

TIPO DE PASAMANO	VIGUETA SUPERIOR Kg. m/m	VIGUETA INFERIOR Kg. m/m	PESO DE COLUMNETA Kg.	# COLUMNETA	VIGA SUPERIOR Kg.	VIGA INFERIOR Kg.	PESO POR # COLUMNETAS Kg.	PESO TOTAL Kg.
Tipo 1								
1° balaustre	43,2	39,6	15,55	8,5	92,9	85,14	132,2	310,24
2° balaustre	43,2	39,6	15,55	6	62,21	57,02	93,3	212,53
3° balaustre	43,2	39,6	15,55	8,5	92,9	85,14	132,2	310,24
Tipo 2								
1° balaustre	43,2	39,6	15,55	7,5	89,42	81,97	116,63	288,02
2° balaustre	43,2	39,6	15,55	6	66,96	61,38	93,3	221,64
3° balaustre	43,2	39,6	15,55	7,5	89,42	81,97	116,63	288,02
Tipo 3								
balaustre	43,2	39,6	15,55	9	58,32	53,46	139,45	251,73
Tipo 4								
1° balaustre	43,2	39,6	15,55	8	92,45	84,74	124,4	301,59
2° balaustre	43,2	39,6	15,55	5	61,34	56,23	77,75	195,32
3° balaustre	43,2	39,6	15,55	8	92,45	84,74	124,4	301,59
Tipo 5								
1° balaustre	43,2	39,6	15,55	7,5	84,67	77,62	116,63	278,92
2° balaustre	43,2	39,6	15,55	6	66,53	60,98	93,3	220,81
3° balaustre	43,2	39,6	15,55	8,5	97,2	89,1	132,18	318,48

4.2.2.2.1.2.1.3.1.5 Diseño de la Escalera

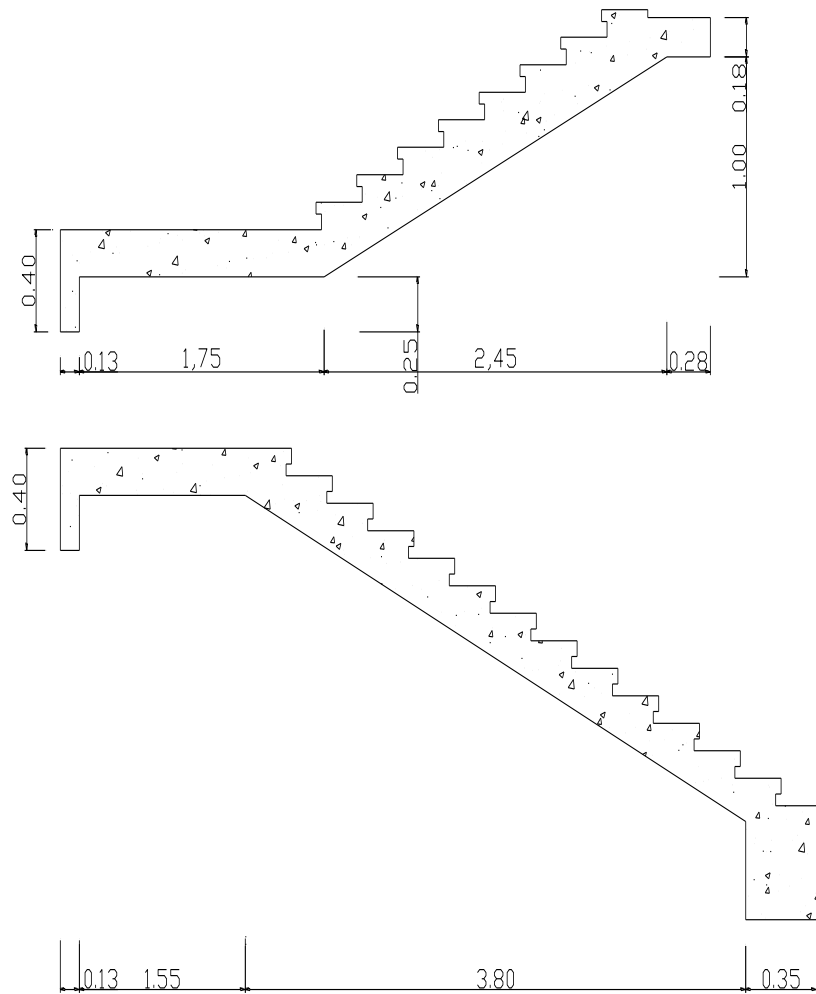


Figura 27. Grafico del Diseño de la Escalera



Primer Tramo :

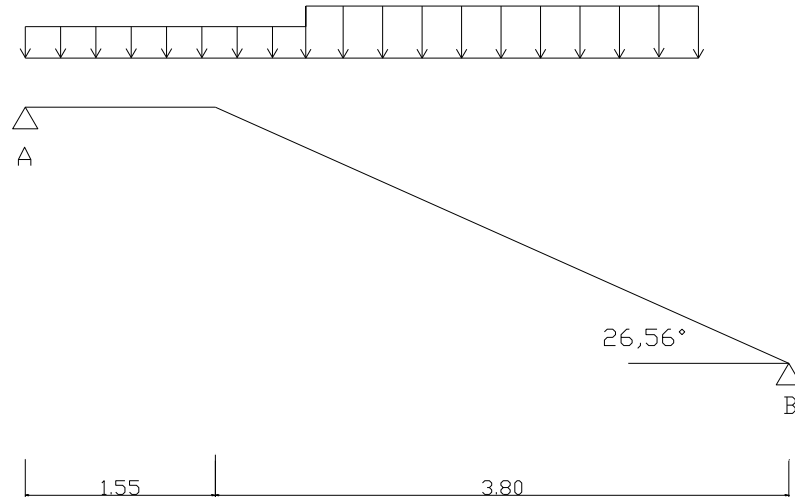


Figura 28. Distribución de Carga sobre el Primer tramo De la Escalera

- # de huellas = 14
- # de Contrahuella = 14
- Altura total = 2 m
- Alt. Contrahuella = 15 cm
- Angulo de elevación = 26,56 °

Parte plana de la Escalera :

- Losa $= (0,2 \text{ m}) \times (2400 \text{ Kg./m}^3) = 480 \text{ Kg./m}^2$
- Pañete Inferior $= (0.02 \text{ m}) \times (2200 \text{ Kg./m}^3) = 44 \text{ Kg./m}^2$
- Acabado $= (0.03 \text{ m}) \times (2200 \text{ Kg./m}^3) = 66 \text{ Kg./m}^2$

$$= 590 \text{ Kg./m}^2$$

$$\text{Total Carga Muerta (CM)} = 590 \text{ Kg./m}^2 \times 1 \text{ m} = \mathbf{590 \text{ Kg./m}}$$

$$\text{Total Carga viva (CV)} = \mathbf{300 \text{ Kg/m}}$$

Parte Inclínada de la Escalera

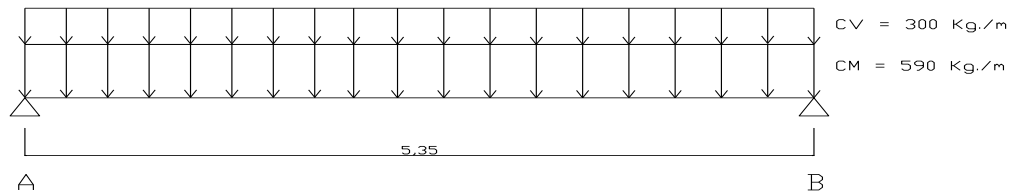
- Esfera $= (0,2 \text{ m}) \times (2400 \text{ Kg./m}^3) / (\cos 26,56^\circ) = 536,63 \text{ Kg./m}^2$
- Peldaños $= (0,15 \text{ m}) \times (0,3 \text{ m}) \times (0,5 \text{ m}) \times (1 \text{ m}^2) \times$
 $(2400 \text{ Kg./m}^3) \times (\cos 26,56^\circ) = 60,37 \text{ Kg./m}^2$
- Pañete Inf. $= (0.03 \text{ m}) \times (2200 \text{ Kg./m}^3) / (\cos 26,56^\circ) = 73,79 \text{ Kg./m}^2$
- Acabado Horiz. $= (0.03 \text{ m}) \times (2200 \text{ Kg./m}^3) = 66,00 \text{ Kg./m}^2$
- Acabado Vert. $= (0.03 \text{ m}) \times (2200 \text{ Kg./m}^3) \times (0.08 \text{ m} / 0.3 \text{ m}) = 17,60 \text{ Kg./m}^2$

$$= 754,40 \text{ Kg./m}^2$$

$$\text{Total Carga Muerta (CM)} = 740,4 \text{ Kg./m}^2 \times 1 \text{ m} = \mathbf{740,4 \text{ Kg./m}}$$

$$\text{Total Carga viva (CV)} = \mathbf{300 \text{ Kg/m}}$$

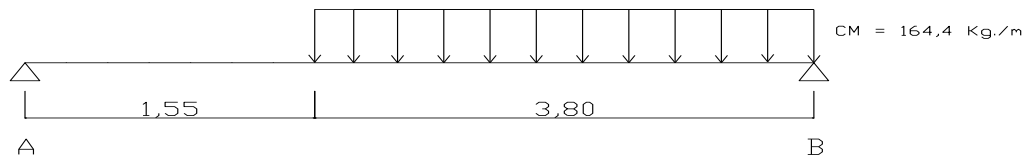
Ahora se procede a calcular las reacciones correspondientes en los apoyos:



$$R_A = R_B$$

$$\text{➤ } R_{CM} = (590 \text{ Kg./m}) \times (5.35 \text{ m}) / 2 = 1578.25 \text{ Kg.}$$

$$\text{➤ } R_{CV} = (300 \text{ Kg./m}) \times (5.35 \text{ m}) / 2 = 802.50 \text{ Kg.}$$



$$\Sigma M_B = 0$$

$$\text{➤ } R_A = (164.4 \text{ Kg. m}) \times (3.8 \text{ m}) \times (1.9 \text{ m}) / (5.35 \text{ m}) = 221.9 \text{ Kg.}$$

$$\text{➤ } R_B = (624.7 \text{ Kg.}) - (221.9 \text{ Kg.}) = 402.8 \text{ Kg.}$$

Reacción total Carga Muerta :

- Apoyo A : 1578,25 Kg. + 221,90 Kg. = 1800,20 Kg.
- Apoyo B : 1578,25 Kg. + 402,80 Kg. = 1981,10 Kg.

Reacción total Carga Viva :

- Apoyo A y B : 803 Kg.
- **Segundo Tramo :**

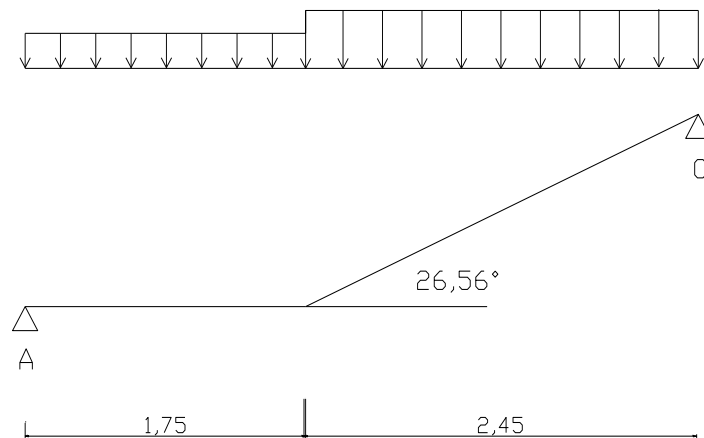


Figura 29. Distribución de Carga sobre el Segundo tramo de la Escalera

- # de huella = 8
- # Contrahuella = 8
- Alt. Total = 1,2 m
- Alt, Contrahuella = 0.15 m
- Angulo elevación = 26,56°

Los resultados de la carga muerta y viva son iguales al primer tramo :

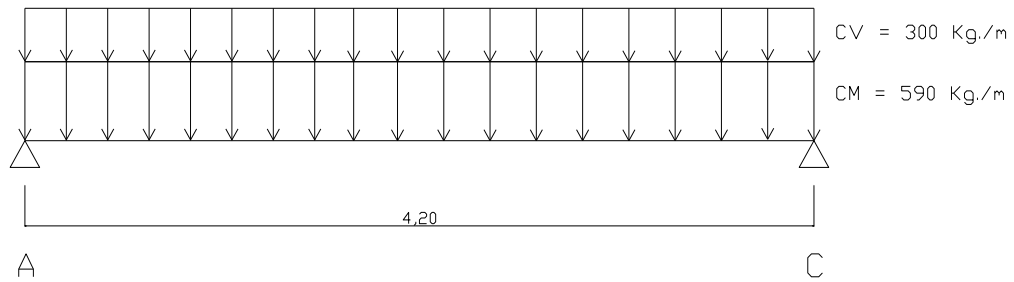
Parte Plana de la Escalera

- Carga Muerta = 590 Kg./m
- Carga Viva = 300 Kg./m

Parte Inclínada de la Escalera

- Carga Muerta = 754,4 Kg./m
- Carga Viva = 300 Kg./m

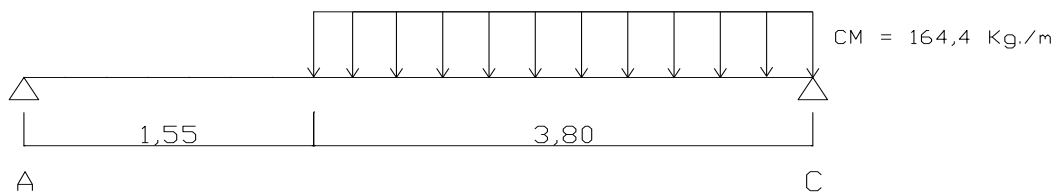
Ahora se procede a calcular las reacciones correspondientes en los apoyos:



$$R_A = R_C$$

$$\text{➤ } R_{CM} = (590 \text{ Kg./m}) \times (4,2 \text{ m}) / 2 = 1239 \text{ Kg.}$$

$$\text{➤ } R_{CV} = (300 \text{ Kg./m}) \times (4,2 \text{ m}) / 2 = 630 \text{ Kg.}$$



$$\Sigma M_c = 0$$

$$\text{➤ } R_A = (164,4 \text{ Kg. m}) \times (2,45 \text{ m}) \times (1,23 \text{ m}) / (4,2 \text{ m}) = 117,96 \text{ Kg.}$$

$$\text{➤ } R_C = (402,78 \text{ Kg.}) - (117,96 \text{ Kg.}) = 284,8 \text{ Kg.}$$

Reacción total Carga Muerta :

$$\text{➤ } \text{Apoyo A : } 1239 \text{ Kg.} + 117,96 \text{ Kg.} = 1800,20 \text{ Kg.}$$

$$\text{➤ } \text{Apoyo C : } 1239 \text{ Kg.} + 284,80 \text{ Kg.} = 1981,10 \text{ Kg.}$$

Reacción total Carga Viva :

$$\text{➤ } \text{Apoyo A y C : } 630 \text{ Kg.}$$

Total Carga Muerta:

$$CMA : 1800,2 \text{ Kg.} + 1357 \text{ Kg.}$$

$$CMA : 3157,2 \text{ Kg.}$$

La Carga Muerta por unidad de longitud (L= 3m) es:

$$CMA : \frac{3157,2 \text{ Kg.}}{3 \text{ m}} = 1052,4 \text{ Kg./m}$$

4.2.2.2.1.2.1.3.1.6 DISTRIBUCIÓN DE CARGA MUERTA SOBRE LAS VIGAS

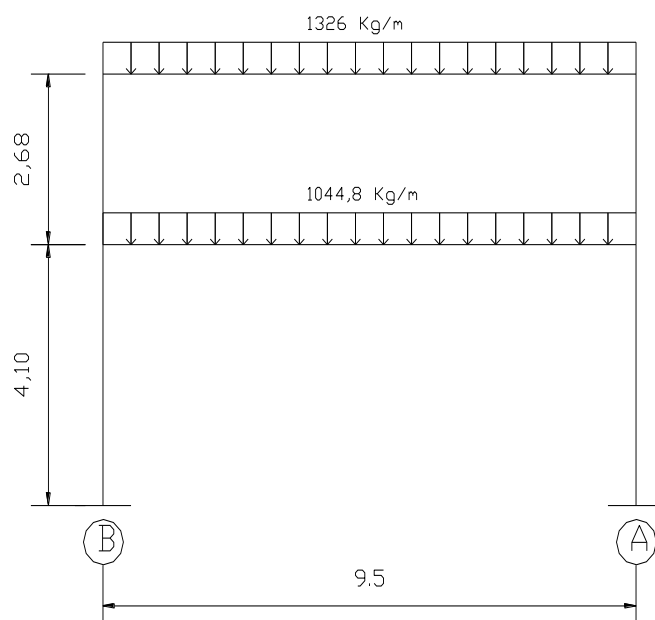


Figura 30. Pórtico 1 y 14 por Carga Muerta

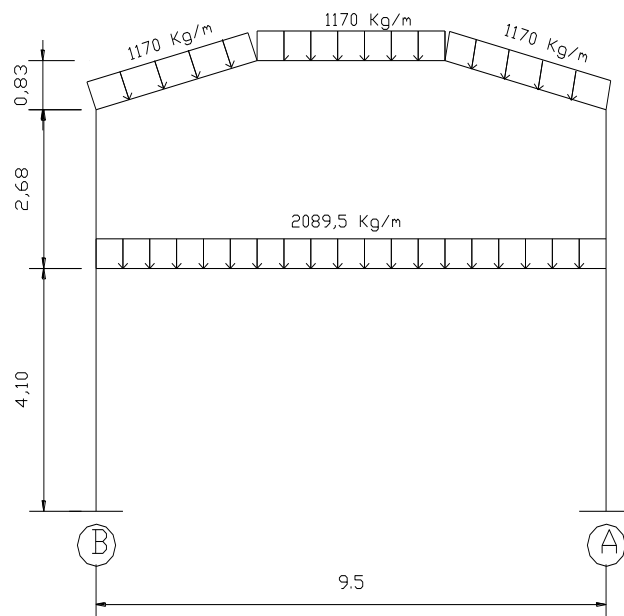


Figura 31. Pórtico 2 y 13 por Carga Muerta

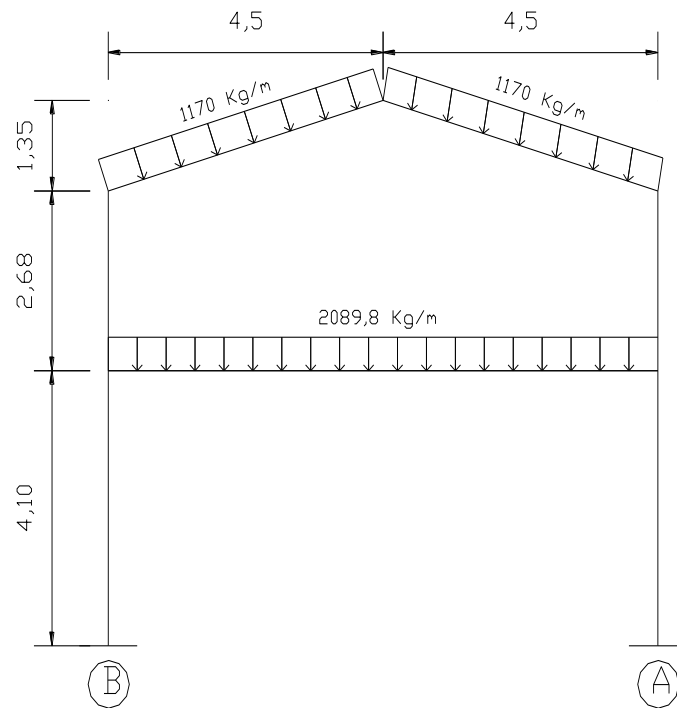


Figura 32. Pórticos 3, 5, 7, 8, 10 y 12 por Carga Muerta

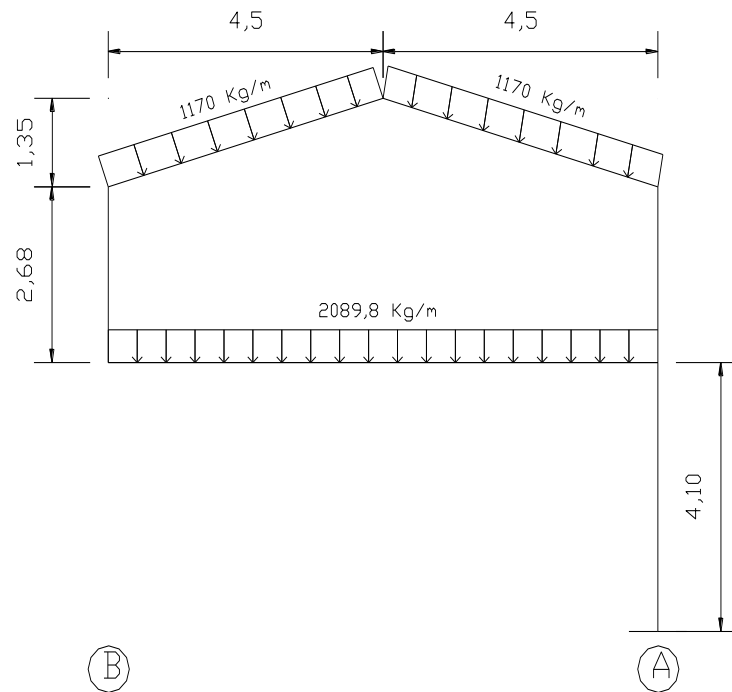


Figura 33. Pórticos 4, 6, 9 y 11 por Carga Muerta

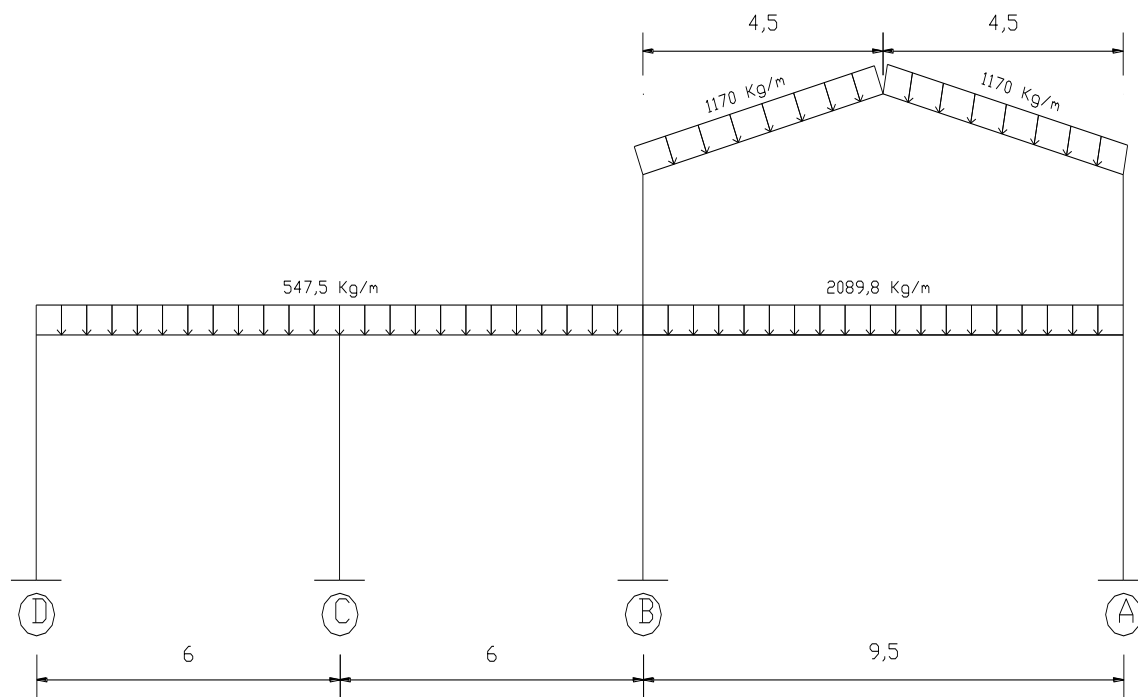
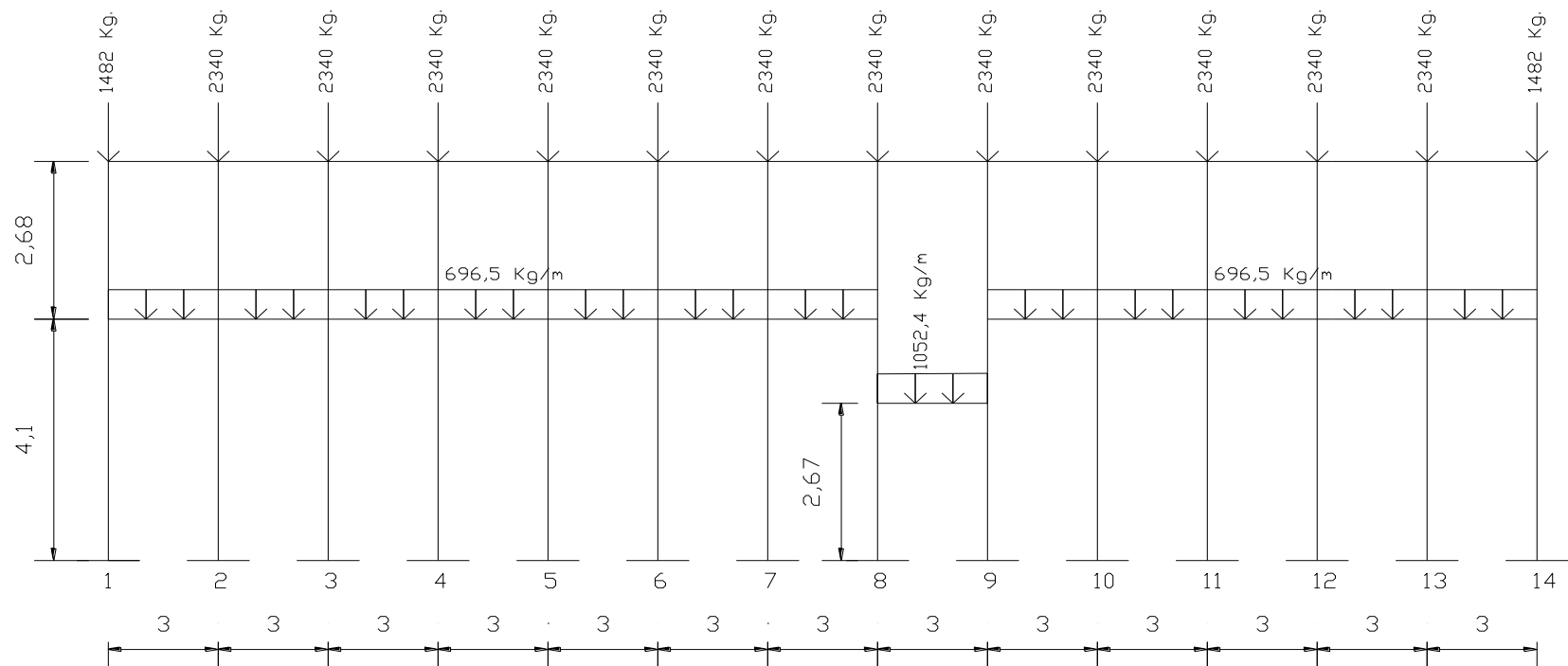
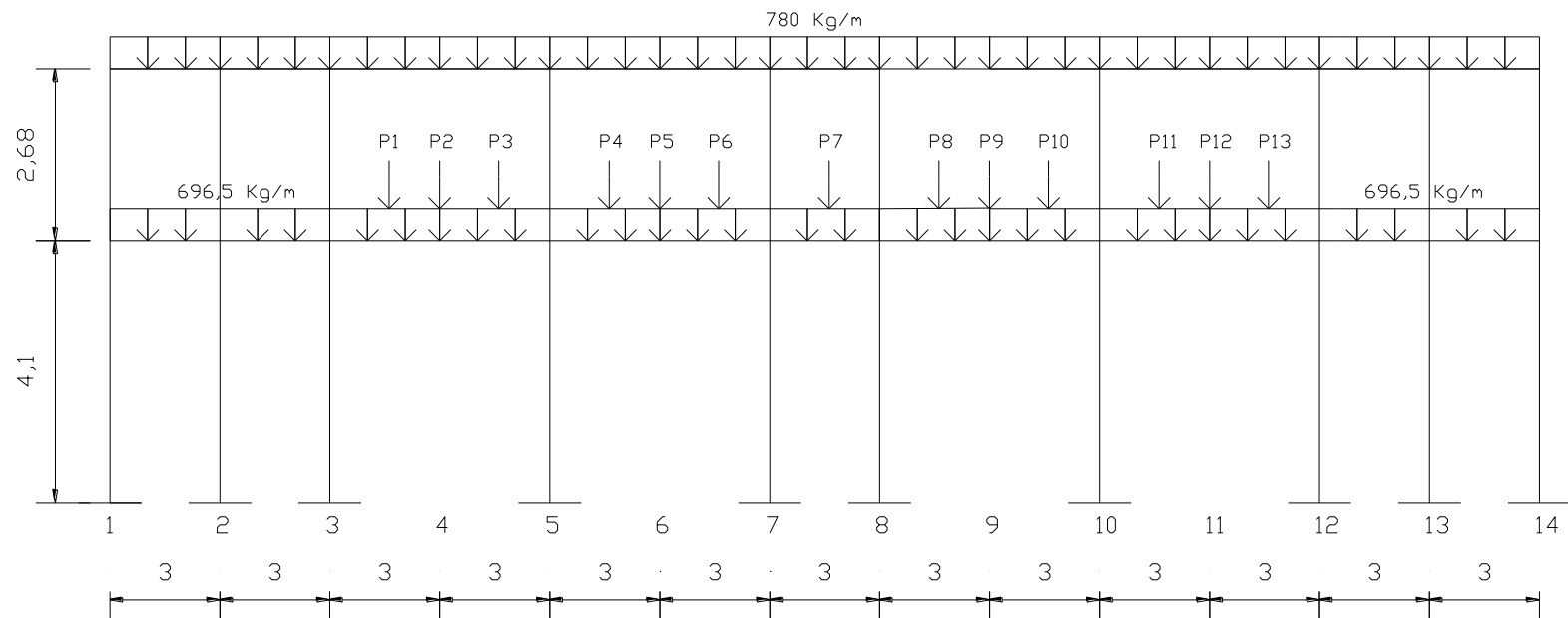


Figura 34. Pórtico de pasarela 7 y 8 por Carga Muerta



**Figura 35. PÓRTO A CARGADO POR CARGA MUERTA
(PLANO XZ)**



VALORES DE LAS CARGAS PUNTUALES

P1= 318,5 Kg.	P6= 301,6 Kg.	P11= 310,24 Kg.
P2= 220,8 Kg.	P7= 251,7 Kg.	P12= 212,53 Kg.
P3= 278,9 Kg.	P8= 288 Kg.	P13= 310,24 Kg.
P4= 301,6 Kg.	P9= 221,6 Kg.	
P5= 195,32 Kg.	P10= 288 Kg.	

**Figura 36. PÓRTICO B CARGADO POR CARGA MUERTA
(PLANO XZ)**

4.2.2.2.1.2.1.3.2 Análisis de Carga Viva

Es necesario tener en cuenta que las cargas vivas son aquellas cargas producidas por el uso y ocupación de la edificación y no deben incluir cargas ambientales tales como viento, sismo, ni la carga muerta.

Las cargas vivas utilizadas o requeridas para el estudio de la vulnerabilidad estructural, fueron tomadas del capítulo B.4 (**Cargas Vivas**) de la norma NSR-98. (ver Tabla 5.).

TIPO DE ESTRUCTURA	CARGA	UNIDADES
Losa de Cubierta	50	Kg/m ²
Losa de Entrepiso	200	Kg/m ²
Losa de Pasarela	200	Kg/m ²

Tabla 5. Carga Viva Requerida

4.2.2.2.1.2.1.3.2.1 DISTRIBUCIÓN DE CARGA VIVA SOBRE LAS VIGAS

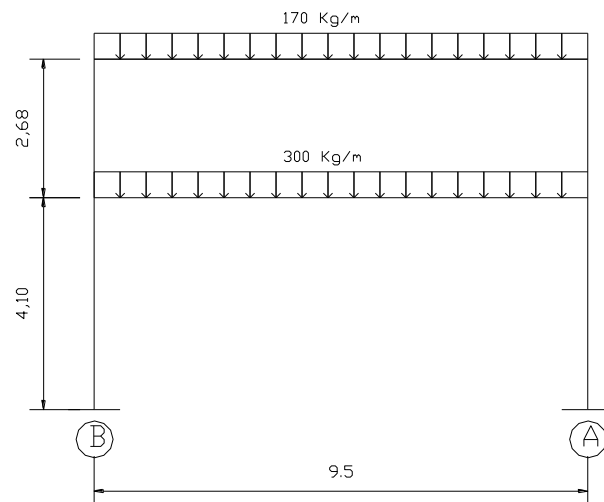


Figura 37. Pórtico 1 y 14 por Carga Viva

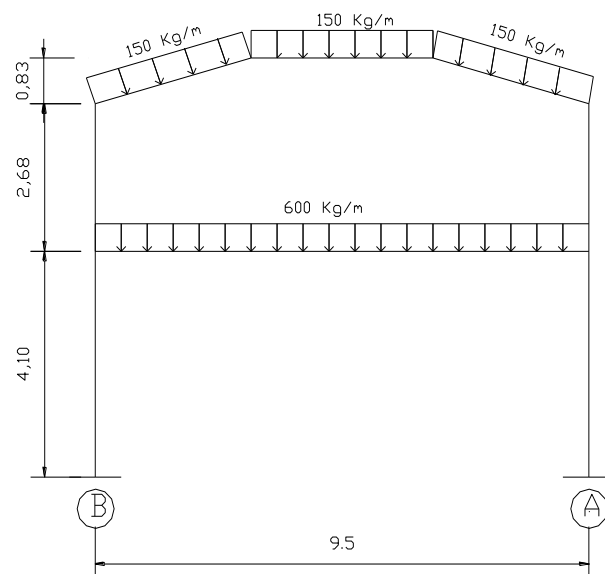


Figura 38. Pórtico 2 y 13 por Carga Viva

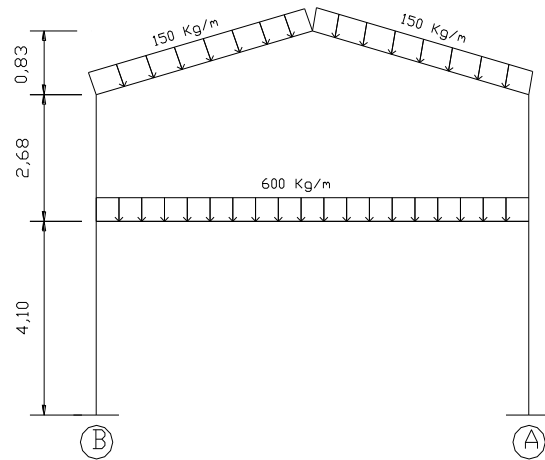


Figura 39. Pórticos 3, 5, 7, 8, 10 y 12 por Carga Viva

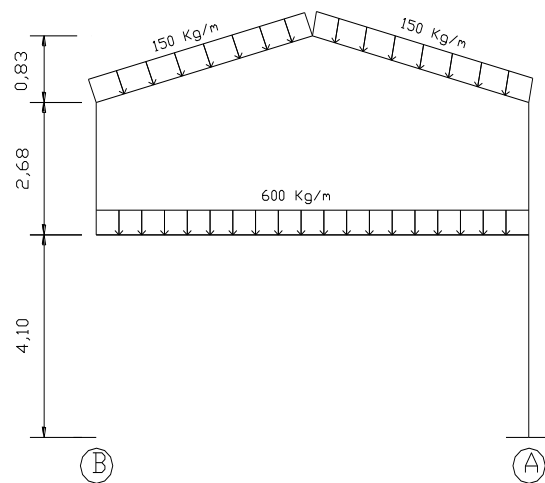


Figura 40. Pórticos 4, 6, 9 y 11 por Carga Viva

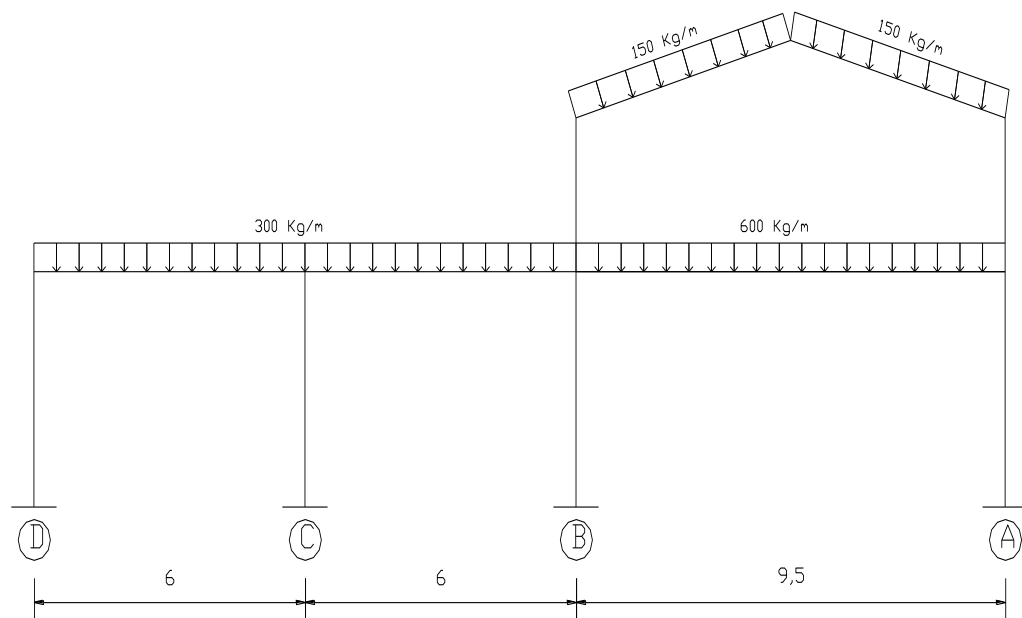
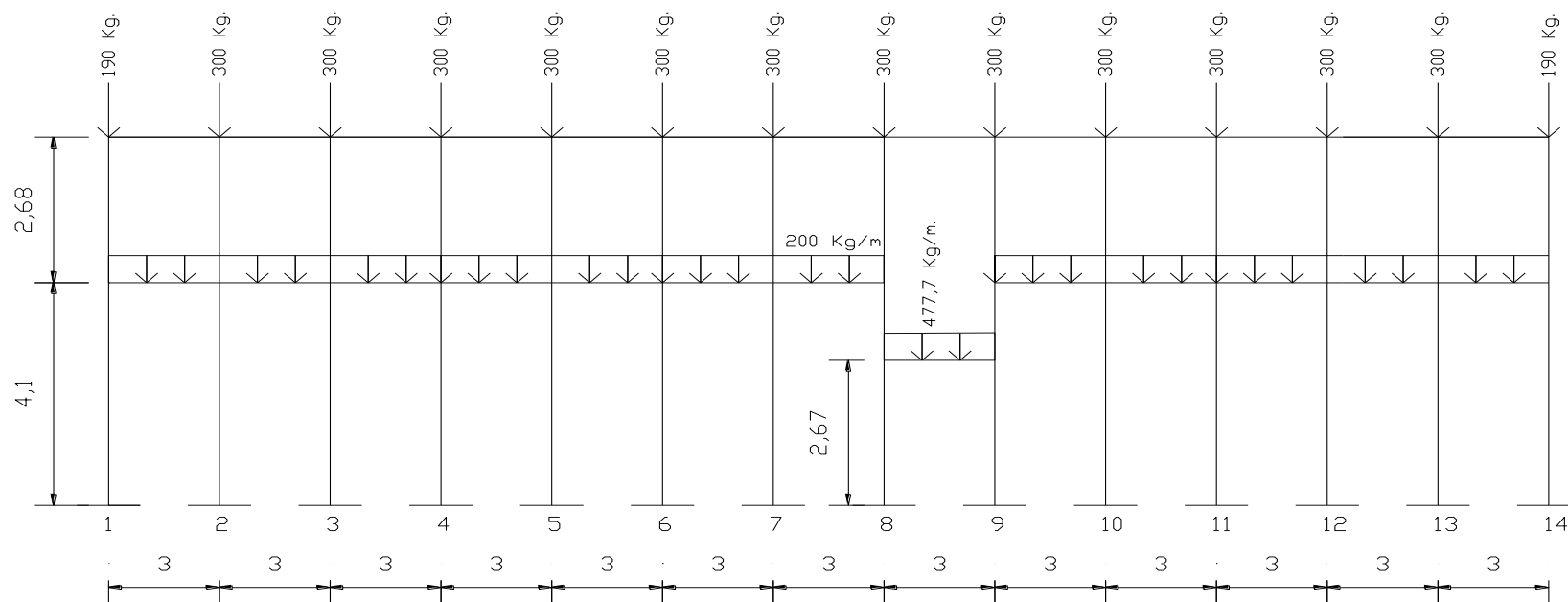
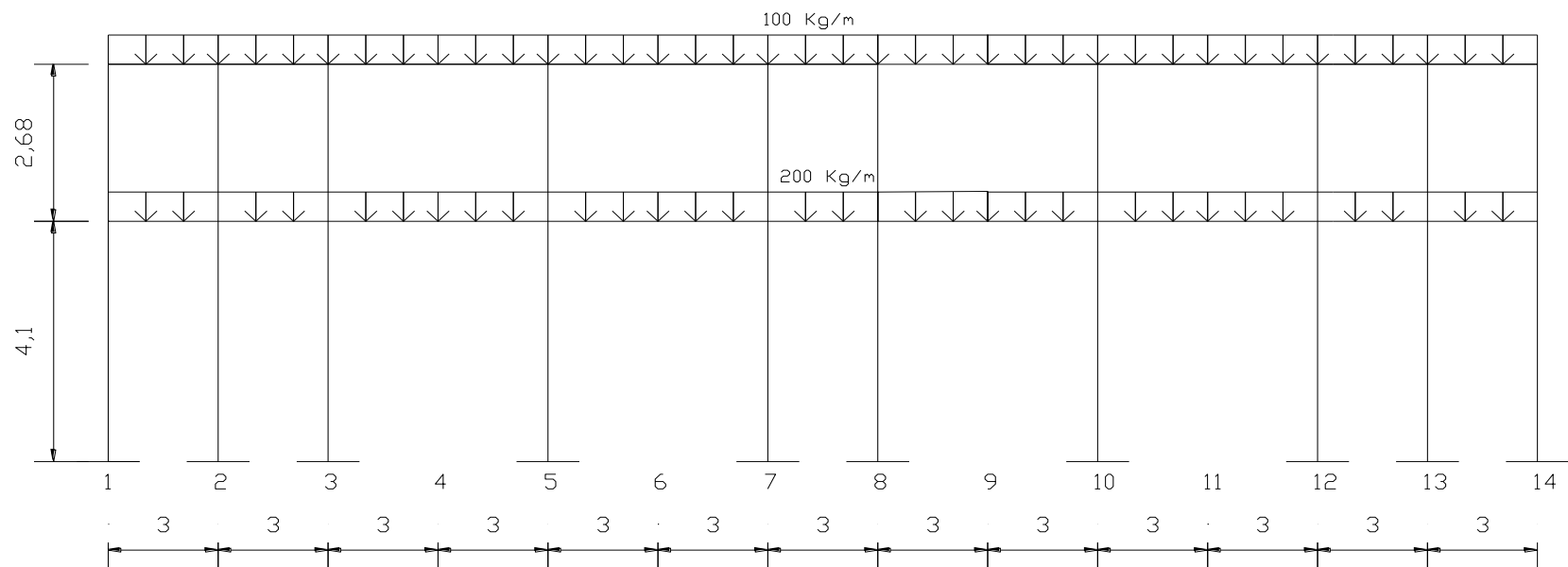


Figura 41. Pórtico de pasarela 7 y 8 por Carga Viva



**Figura 42. PÓRTICO A CARGADO POR CARGA VIVA
(PLANO XZ)**



**Figura 43. PÓRTICO B CARGADO POR CARGA VIVA
(PLANO XZ)**

4.2.2.2.1.2.1.3.3 Análisis de Viento

- **Velocidad de Diseño:** Según el inciso B.6.4-2 de la NSR-98 la velocidad de diseño esta definida por;

$$V_s = V \ S_1 \ S_2 \ S_3$$

donde;

a) Velocidad del viento básico (V): Es la velocidad de ráfaga de 3 segundos, que se estima será excedida en promedio una vez cada 50 años, medida a 10m de altura del terreno y en campo abierto. Los valores de esta velocidad deben tomarse de acuerdo al mapa de amenaza eólica de la figura B.6.5.1 de la NSR-98. según el mapa Santa Marta se encuentra en una región número 5, por lo tanto el valor de **V = 130 Km/h.** (ver tabla 6.)

REGIÓN	VELOCIDAD DEL VIENTO
1	60 Km/h
2	80 Km/h
3	100 Km/h
4	1200 Km/h
5	1300 Km/h

Tabla 6. Velocidad del Viento Básico por región.

b) Coeficiente topográfico (S_1): Se debe tener en cuenta los efectos topográficos del terreno, según lo especificado en B.6.5.4 de la NSR-98. Para este caso el valor de $S_1 = 1,0$. (ver tabla 7.)

TOPOGRAFÍA	VALOR DE S_1
a) Todos los casos excepto los dados en b) y c)	1,0
b) Laderas y cimas montañosas muy expuestas en donde se sabe que el viento se acelera, y valles donde debido a su forma se concentra el viento.	1,1
c) Valles encerrados protegidos de todo viento.	0,9

Tabla 7. Coeficiente de topografía S_1

c) Coeficiente de rugosidad (S_2): Este depende del terreno, del tamaño del edificio y de la altura sobre el terreno. Según B.6.5.5 de la NSR-98 el terreno del bloque III se encuentra en una categoría de **Rugosidad 2**, lo cual tenemos según la tabla b.6.5-2 del código que el valor de $S_2 = 0,8363$ con respecto a una altura de $H = 8,13m$ y un revestimiento de **Clase B**.

d) Coeficiente S_3 : Este coeficiente tiene en cuenta el grado de seguridad y de vida útil de la estructura. Para un grupo de uso II (ver tabla 8) de la edificación, el valor de $S_3 = 1,05$; según B6.5.6 de la NSR-98.

GRUPO DE USO	COEFICIENTE DE IMPORTANCIA, I
IV	1,3
III	1,2
II	1,1
I	1,0

Tabla 8. Valores de Coeficiente de Importancia, I

Después de encontrar los valores anteriores tenemos que la velocidad de diseño es:

$$V_s = V \ S_1 \ S_2 \ S_3$$

$$V_s = (130\text{Kph}) (1,0) (0,8363) (1,05)$$

$$V_s = 114,15 \text{ Kph.}$$

- **Presión dinámica del viento:** La presión dinámica del viento, **q** en (KN/m²) por encima de la presión atmosférica se obtiene a partir de la velocidad de diseño **V_s**, mediante la fórmula:

$$q = 0,000048 (V_s)^2 S_4$$

El valor del coeficiente **S₄**, depende la variación de la densidad del aire con la altura sobre el nivel el mar (m), el cual se toma de la tabla B.6.6 de la NSR-98 y es de **S₄ = 1,0** por encontrarnos a nivel del mar. (ver tabla 9.)

ALTITUD	
(m)	S₄
0	1,00
500	0,94
1000	0,88
1500	0,83
2000	0,78
2500	0,73
3000	0,69

Tabla 9. Coeficiente S₄

Se tiene entonces que:

$$q = 0,000048 (V_s)^2 S_4$$

$$q = 0,000048 (114,15)^2 (1,0)$$

$$q = 0,6254 \text{ KN/m}^2$$

- **Fuerza de viento resultante:** La fuerza de viento resultante sobre un elemento estructural de superficie actúa normalmente a ésta, depende

esencialmente de la diferencia de presión entre sus caras opuestas y se determina por :

$$F = (C_{pe} - C_{pi}) q A$$

donde;

C_{pe} = Coeficiente de presión externa

C_{pi} = Coeficiente de presión interna

q = Presión dinámica del viento

A = Área de la superficie

a) Coeficiente de presión externa (C_{pe}): Para su calculo se deben conocer los siguiente datos.

h (Altura hasta el alero o parapeto) = 8,13 m

W (La menor dimensión horizontal) = 9,5 m

I (La mayor dimensión horizontal) = 39 m

Para paredes de edificios rectangulares revestidos tenemos:

Relación en dimensiones de alzada : $h/w = (8,13) / (9,5) = 0,855$

$$1/2 < h/w < 3/2$$

$$0,5 < 0,855 < 1,5$$

Relación en dimensiones en planta : $l/w = (39) / (9,5) = 4,01$

$$3/2 < l/w < 4$$

$$1,5 < 4 < 4$$

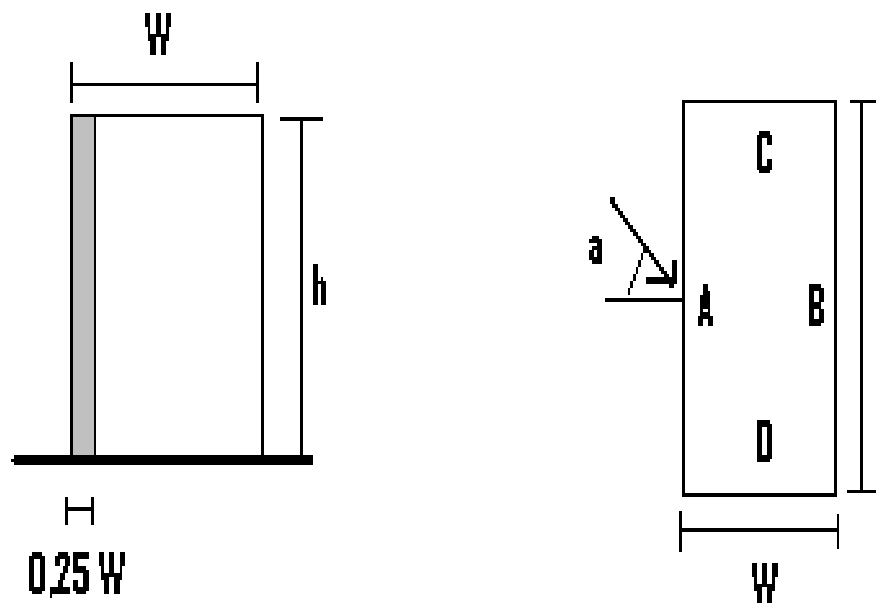


Figura 44. Relación dimensiones en alzada y planta.

donde

$$0,25 w = 0,25 (9,5) = 2,375 \text{ m}$$

ANGULO DEL VIENTO α (grados)	C _{pe} Para Superficies				C _p Local
	A	B	C	D	
0°	0,7	-0,3	-0,7	-0,7	-1,1
90°	-0,5	-0,5	0,7	-0,1	

Tabla 10. Coeficientes de presión C_{pe} para las paredes.

Para cubiertas a dos (2) aguas de edificios rectangulares revestidos tenemos:

Relación en dimensiones de alzada :

$$h/w = (8,13) / (9,5) = 0,855$$

$$1/2 < h/w < 3/2$$

$$0,5 < 0,855 < 1,5$$

Angulo de la cubierta = 18,23°

ANGULO DEL VIENTO $\alpha = 0^\circ$	ANGULO DEL VIENTO $\alpha = 90^\circ$	COEFICIENTES LOCALES
--------------------------------------	---------------------------------------	----------------------





EF	GH	EG	FG				
-0,63	-0,56	-0,86	-0,65	-1,58	-1,67	-1,50	-1,05

Tabla 11. Coeficientes de presión C_{pe} para la cubierta.

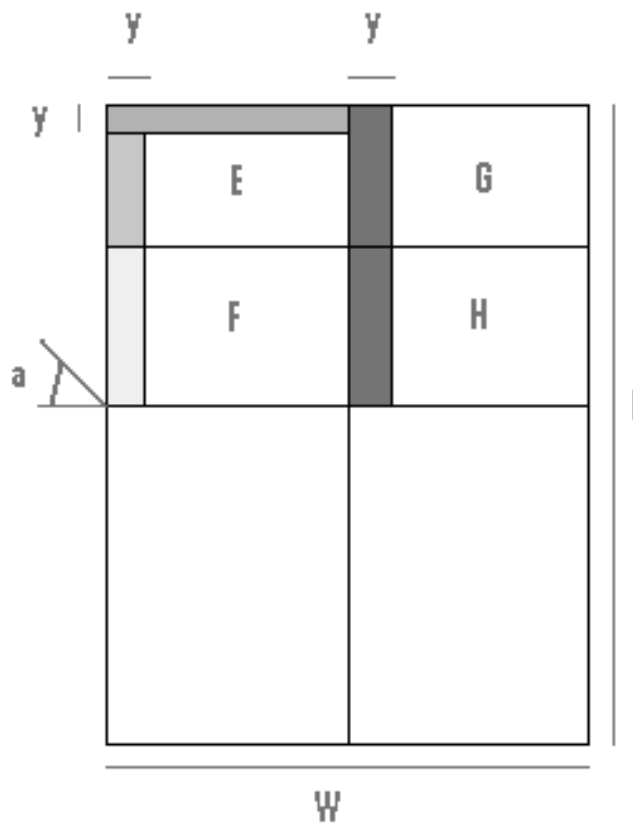


Figura 45. Planta de cubierta coeficientes de presión C_{pe}

Se tiene que

$$Y = 0,15 w = (0,15) (9,5) = 1,425 \text{ m}$$

b) Coeficiente de presión interna (C_{pi}): Los coeficientes de presión interna se aplican a un edificio con una planta interior razonablemente abierta y que multiplican los mismos valores de q del edificio en que se presentan. Si el interior esta dividido por particiones relativamente impermeables, la diferencia de presión entre las paredes del edificio a sotavento y barlovento, debe repetirse entre tales particiones, e impone cargas a la misma.

En general se tomo la primera alternativa porque la edificación tiene las dos caras opuestas igualmente permeables; las otras caras impermeables; entonces:

	C_{pi}
1) Viento normal a la cara permeable	+0,2
2) Viento normal a la cara impermeable	-0,3

4.2.2.2.1.2.1.3.3.1 Cálculo de la Fuerza de Viento Sobre los Elementos Estructurales.

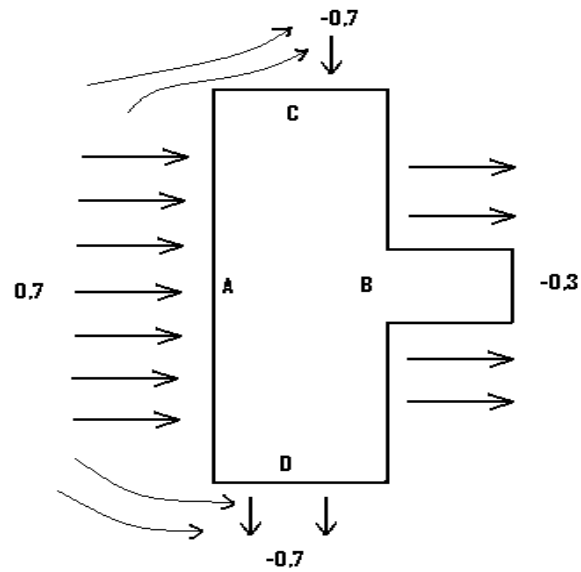


Figura 46. Fuerzas de viento para 0° .

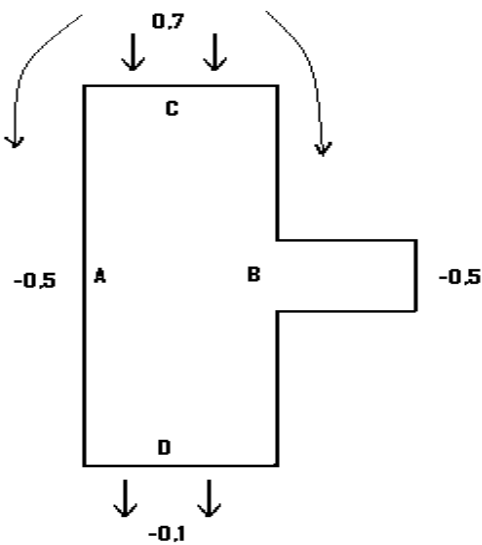


Figura 47. Fuerzas de viento para 90° .

El calculo de la fuerza de viento, se realizó para cada uno de los elementos estructurales de manera general a las caras de la misma como método conservador teniendo en cuenta las áreas de aferencia de los elementos.

ANGULO	ELEMENTO	NIVEL	LAfe. (m)	q (Kg/m ²)	C _{pi}	C _{pe}	Pe	F (Kg/m)
0°	CA1 Y CA14	1	1,5	62,54	-0,3	0,7		93,81
	CA2 a CA13	1	3,0	62,54	-0,3	0,7		187,62
	CA1 Y CA14	2	1,5	62,54	-0,3	0,7		93,81
	CA2 a CA13	2	3,0	62,54	-0,3	0,7		187,62
90°	CA1 Y CA14	1	1,5	62,54	-0,2		-1,1	-122
	CA2 a CA13	1	3,0	62,54	-0,2	-0,5		-131,33
	CA1 Y CA14	2	1,5	62,54	-0,2		-1,1	-122
	CA2 a CA13	2	3,0	62,54	-0,2	-0,5		-131,33

Tabla 12. Calculo de la fuerza de viento sobre la cara A.

ANGULO	ELEMENTO	NIVEL	LAfe. (m)	q (Kg/m ²)	C _{pi}	C _{pe}	Pe	F (Kg/m)
0°	CB1 Y CB14	1	1,5	62,54	0,2		-1,1	-122
	CB2 Y CB13	1	3,0	62,54	0,2	-0,3		-93,81
	CB3 Y CB12	1	4,5	62,54	0,2	-0,3		-140,71
	CB5 Y CB10	1	6,0	62,54	0,2	-0,3		-187,62
	CB1 Y CB14	2	1,5	62,54	0,2		-1,1	-122
	CB2 Y CB13	2	3,0	62,54	0,2	-0,3		-93,81
	CB3 Y CB12	2	4,5	62,54	0,2	-0,3		-140,71
	CB5 Y CB10	2	6,0	62,54	0,2	-0,3		-187,62
90°	CB1 Y CB14	1	1,5	62,54	0,2		-1,1	-122
	CB2 Y CB13	1	3,0	62,54	0,2	-0,5		-131,33
	CB3 Y CB12	1	4,5	62,54	0,2	-0,5		-197
	CB5 Y CB10	1	6,0	62,54	0,2	-0,5		-262,67
	CB1 Y CB14	2	1,5	62,54	0,2		-1,1	-122
	CB2 Y CB13	2	3,0	62,54	0,2	-0,5		-131,33
	CB3 Y CB12	2	4,5	62,54	0,2	-0,5		-197
	CB5 Y CB10	2	6,0	62,54	0,2	-0,5		-262,67

Tabla 13. Calculo de la fuerza de viento sobre la cara B.

ANGULO	ELEMENTO	NIVEL	LAfe. (m)	q (Kg/m ²)	C _{pi}	C _{pe}	Pe	F (Kg/m)
0°	CA14 Y CB14	1	4,25	62,54	0,2		-1,1	-345,53
	CC8 a CD8	1	6,0	62,54	0,2		-1,1	-487,81
	CA14	2	4,25	62,54	0,2		-1,1	-345,53
	CB14	2	4,25	62,54	0,2		-1,1	-345,53
90°	CA14 Y CB14	1	4,25	62,54	0,2		-1,1	-345,53
	CC8 a CD8	1	6,0	62,54	0,2		-1,1	-487,81
	CA14	2	4,25	62,54	0,2		-1,1	-345,53
	CB14	2	4,25	62,54	0,2		-1,1	-345,53

Tabla 14. Calculo de la fuerza de viento sobre la cara C.

ANGULO	ELEMENTO	NIVEL	LAfe. (m)	q (Kg/m ²)	C _{pi}	C _{pe}	Pe	F (Kg/m)
0°	CA1 Y CB1	1	4,25	62,54	0,2		-1,1	-345,53
	CC7 a CD7	1	6,0	62,54	0,2		-1,1	-487,81
	CA1 Y CB1	2	4,25	62,54	0,2		-1,1	-345,53
90°	CA1 Y CB1	1	4,25	62,54	0,2		-1,1	-345,53
	CC7 a CD7	1	6,0	62,54	0,2		-1,1	-487,81
	CA1 Y CB1	2	4,25	62,54	0,2		-1,1	-345,53

Tabla 15. Calculo de la fuerza de viento sobre la cara D.

Según la figura 45, se determino la carga de viento sobre cada uno de los elementos de la cubierta. (Ver tabla 16.)





ZONA	LONG. AFE. (m)	q (Kg./m ²)	C _{pi}	P _e	F (Kg./m)
	1,425	62,54	0,2	-1,58	- 158,07
	1,425	62,54	0,2	-1,67	- 166,65
	1,425	62,54	0,2	-1,50	- 151,50
	1,425	62,54	0,2	- 1,05	-111,40

Tabla 16. Carga de Viento sobre los elementos de cubierta.

4.2.2.2.1.2.1.4 Combinación de Cargas

Como se sabe las estructuras de concreto estructural deben estar sometidas a una serie de combinaciones de acuerdo al método del estado límite de la resistencia, estas combinaciones se encuentran registradas en el inciso B.2.4.2 de la norma NSR-98; todo con el fin que las resistencias de diseño excedan los

efectos de las cargas mayoradas. Las cargas utilizadas se muestran en la tabla 17.

Denominación	Condición de Carga
CM	Carga Muerta
CV	Carga Viva
ESPX	Sismo en Dirección de X (Análisis modal espectral)
ESPY	Sismo en Dirección de Y (Análisis modal espectral)
ESPZ	Sismo en Dirección de Z (Análisis modal espectral)
W 0°	Carga de Viento 0°
W 90°	Carga de Viento 90°

Tabla 17. Condiciones de Cargas Utilizadas en el Análisis

Las combinaciones utilizadas en el análisis son:

- 1.4 **CM** + 1.7 **CV**
- 1.05 **CM** + 1.28 **CV** + 1.28 **W**
- 0.9 **CM** + 1.3 **W**
- 1.05 **CM** + 1.28 **CV** + 1.0 **ESP**

4.2.2.2.1.2.2 Paso 5. Diseño del Modelo

Durante el desarrollo de este paso se desea construir un modelo tridimensional de la edificación del Bloque III de la Universidad del Magdalena, que se encuentra conformado por columnas, vigas de cubierta y entrepiso en forma longitudinal y transversal. Luego de realizar una modelación adecuada del sistema estructural se obtendrán resultados por medio de un análisis pseudo estático y dinámico espectral que nos determinaran el comportamiento de cada uno de los elementos estructurales que conforman la edificación. (ver figura 48.)

Para llevar a cabo la ejecución del modelo fue necesario tener presente unas características importantes en el sistema estructural que permitieran generar un modelo lo mas exacto posible por tal razón; se tomaron las vigas acarteladas de la fachada sur del primer piso y de la pasarela y se dividieron en pequeñas secciones rectangulares con una variación de sección de acuerdo a su altura, las cuales fueron secciones desde 30 x 85 cm. a 30 x 110 cm., modificándole a cada uno de los elementos el momento de inercia con respecto al eje global Y (eje 3-3), con la finalidad de conocer la excentricidad entre los ejes de las vigas acarteladas y el de las vigas transversales. Con respecto a las columnas acarteladas se tomaron como elementos no prismáticos de forma trapezoidal con variación en su

sección, teniendo de base 30 x 30 cm. y en su parte superior dependiendo del tipo de columnas con secciones de 30 x 50 cm. a 30 x 70cm. Cabe anotar que las columnas CB7 y CB8 tienen secciones en forma de L, las cuales se introdujeron al modelo como sección general (ver tabla 19.). La viga VA de entrepiso se tomo como la suma de tres secciones de viguetas de la losa de entrepiso, debido a que posee una columna bastante ancha se considero este número de tres viguetas, con respecto al refuerzo se esa viga se tomo igual al refuerzo longitudinal de las tres viguetas. Esto se tuvo en cuenta ya que en ese punto no se cuenta con una viga principal.

ELEMENTO SECCION	SECCION		LONGITUG	TIPO LONGITUD	VARIACION	
	INICIAL	FINAL			EI3-3	EI2-2
TPCB	CC430X30	CD130X70	5,00E-01	VARIABLE	LINEAL	LINEAL
TPCL	CC2L32	CC2L50	5,00E-01	VARIABLE	LINEAL	LINEAL
TPCP	CP30	CP62	5,00E-01	VARIABLE	LINEAL	LINEAL
TPCD	CD130X30	CD50	5,00E-01	VARIABLE	LINEAL	LINEAL
TPVP1	V110	V85	5,00E-01	VARIABLE	LINEAL	LINEAL
TPVP2	V85	V110	5,00E-01	VARIABLE	LINEAL	LINEAL

Tabla 18. Secciones No Prismáticas utilizadas en el análisis.

ELEMENTO SECCION	TIPO	B (m)	H (m)	AREA (cm ²)	MOMENTO DE INERCIA		AREA A CORTANTE	
					I3-3 (m ⁴)	I2-2 (m ⁴)	A ₂ (cm ²)	A ₃ (cm ²)
CC30X30	R	0,30	0,30	900	6,75E-04	6,75E-04	750	750
CA102X1	R	0,20	1,00	2000	6,67E-04	1,67E-02	1670	1670
CC2L32	G			1024	8,65E-04	8,65E-04	960	960
CC2L50	G			2100	4,00E-03	4,00E-03	1500	1500
CC2L70	G			3300	1,25E-02	1,25E-02	2100	2100
V20X65	R	0,20	0,65	1300	4,58E-03	4,33E-04	1080	1080
V30X25	R	0,30	0,25	750	3,91E-04	5,63E-04	625	625
VBE25X25	R	0,25	0,25	625	3,26E-04	3,26E-04	521	521
VC40X30	R	0,40	0,30	1200	9,00E-04	1,60E-03	1000	1000
VGA20X50	R	0,20	0,50	1000	2,08E-03	3,33E-04	833	833
VF1S	R	0,30	0,85	2550	1,79E-02	1,91E-03	2130	2130
VF2S	R	0,30	1,00	3000	3,41E-02	2,25E-03	2500	2500
VF3S	R	0,30	1,10	3300	4,99E-02	2,48E-03	2750	2750
CC430X30	R	0,30	0,30	900	6,75E-04	6,75E-04	750	750
CD130X70	R	0,70	0,30	2100	1,58E-03	8,58E-03	1750	1750
CD130X30	R	0,30	0,30	900	6,75E-04	6,75E-04	750	750
CP30	R	0,30	0,30	900	6,75E-04	6,75E-04	750	750
CP62	R	0,30	0,62	1860	1,40E-03	5,96E-03	1550	1550
V85	R	0,85	0,30	2550	1,79E-02	1,91E-03	2750	2750
V110	R	1,10	0,30	3300	8,20E-03	5,00E-02	2130	2130

Tabla 19. Propiedades de las secciones utilizadas en el análisis
(Prismáticas)

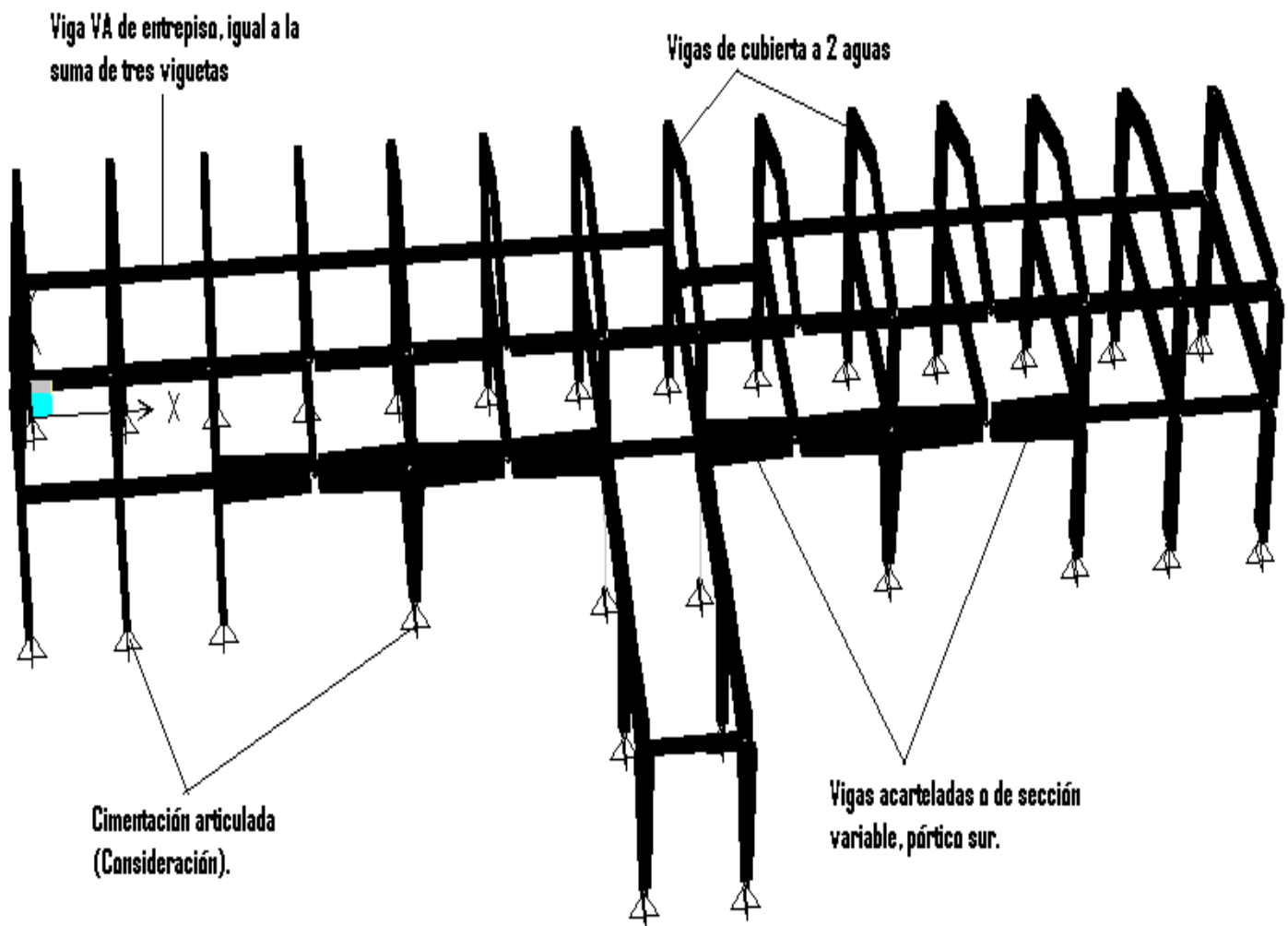


Figura 48. a) Modelo Tridimensional del Bloque III.

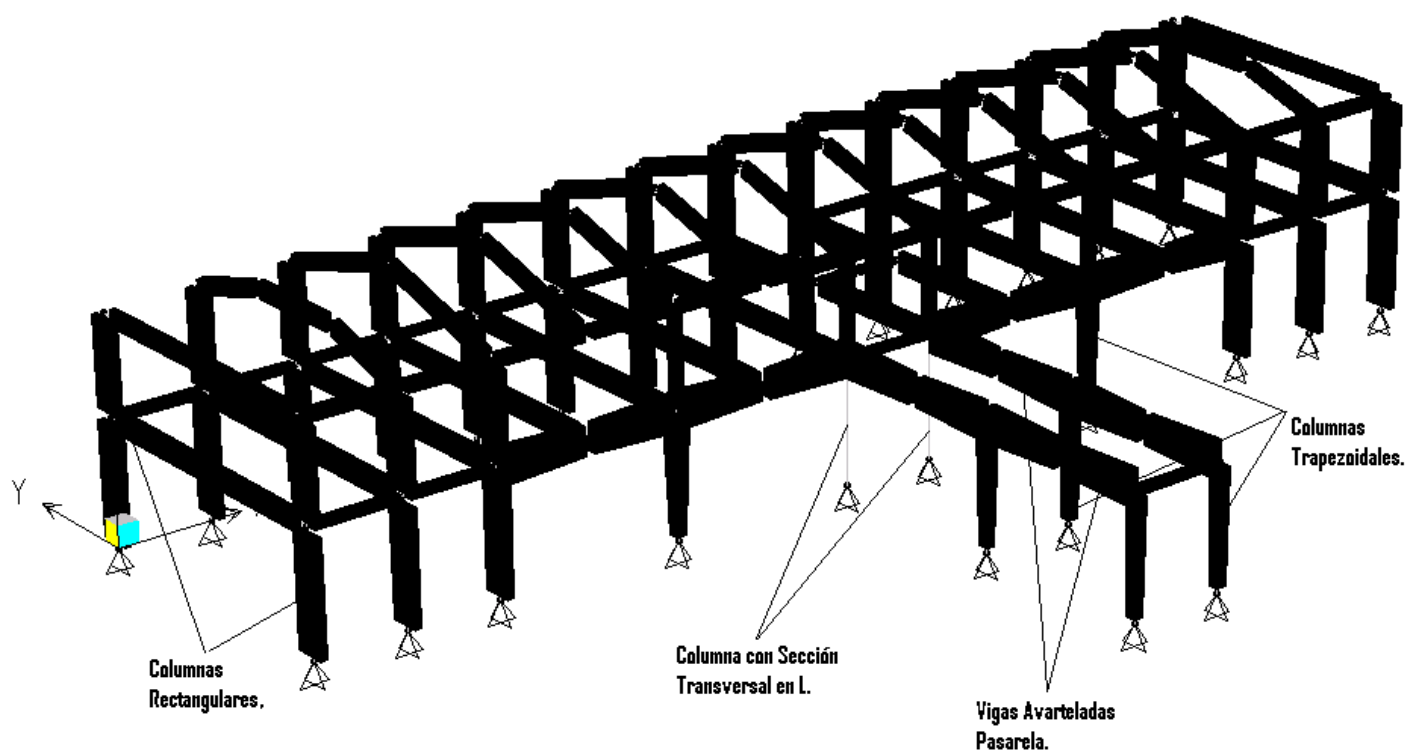


Figura 48. b) Modelo Tridimensional del Bloque III.

4.2.2.2.1.2.2.1 Análisis Dinámico

Para determinar el análisis dinámico de la estructura fue necesario utilizar el tipo de análisis **Eigenvectors** para los cinco primeros modos de vibración de la estructura, se utilizaron parámetros iguales a cero para la frecuencia de cambio

(**Shift frequency**) y para la frecuencia de corte (**Cutoft frequency**), para la tolerancia de la convergencia se tomó igual a 10^{-5} , el método utilizado para la combinación modal fue la suma de los cuadrados (CQC) y para la combinación direccional se utilizó el método SRSS.

Para garantizar la obtención de unos resultados óptimos se realizó un ajuste a los resultados de acuerdo a lo establecido en el inciso A.5.4.5 de la norma NSR-98, que consiste en que el valor cortante dinámico total en la base, obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones principales, no puede ser menor para edificios irregulares que el valor del cortante sísmico en la base. En nuestro análisis dinámico el cortante dinámico basal en las direcciones principales eran menor que el 100% del cortante sísmico en la base (V_s) el cual fue calculado en el capítulo A.4 que consiste en el **Método de la Fuerza Horizontal Equivalente** del código NSR-98. (Ver tabla 20.).

GRUPO	SISMO	F-X	F-Y	F-Z
Voy	ESNSRY	0,5624522	150,3772	2,402999
Vox	ESNSRX	128,6067	0,5800985	0,1017288

Tabla 20. Cortante en la Base del Análisis Dinámico Espectral

4.2.2.1.2.2.1.1 Método de la Fuerza Horizontal Equivalente

Este método es uno de los requisitos estipulados por las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR-98), la cual se encarga de controlar la obtención de las fuerzas sísmicas horizontales de la edificación y su respectivo análisis dinámico; los parámetros para el desarrollo del análisis se fundamentan en:

- **Zona de Amenaza Sísmica:** Según la figura A.2.1 de la norma NSR-98 Santa Marta se encuentra en una zona de amenaza sísmica **Intermedia**. (ver figura 1.)
- **Coeficiente de Aceleración:** Según la tabla A.2.1 y A.2.2 de la NSR-98, y por ser de una zona de amenaza sísmica intermedia el coeficiente de aceleración **$A_a = 0,15$** . (ver tabla 1 y 2.)
- **Coeficiente de Sitio:** Este coeficiente depende del tipo de perfil de suelo de acuerdo a los estudios geotécnicos, para este caso el perfil es **S_2** como se muestra en el inciso A.2.4.1.2 de la NSR-98, por lo tanto el coeficiente de sitio **$S = 1,2$** según la tabla A.2-3 del código Colombiano. (ver tabla 21.)

TIPO DE PERFIL DE SUELO	COEFICIENTE DE SITIO S
S ₁	1,0
S ₂	1,2
S ₃	1,5
S ₄	2,0

Tabla 21. Valores de Coeficiente de Sitio, S.

- **Coeficiente de Importancia:** Este coeficiente depende del tipo de uso que preste la edificación, su valor se determina de acuerdo a las especificaciones del inciso A.2.5 de la NSR-98. El Bloque III se encuentra dentro de una institución Universitaria por lo tanto es de **Grupo II** consideradas como Estructuras de Ocupación Especial, y el coeficiente de importancia **I = 1.1** y se define por la tabla A.2-4 –NSR-98. (ver tabla 8.)

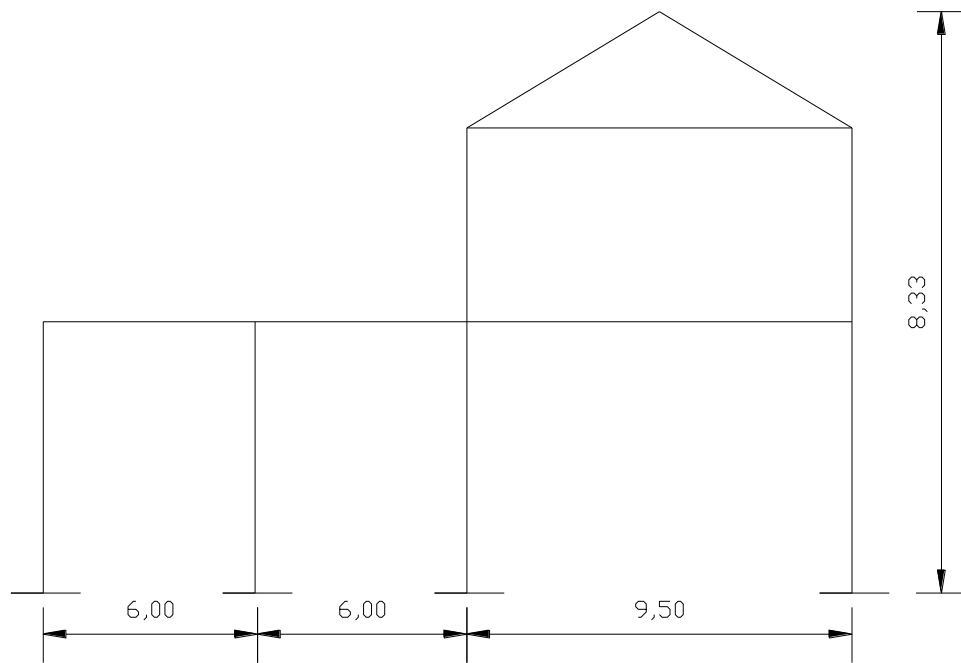


Figura 49. Corte Transversal Bloque III.

De acuerdo a las propiedades del sistema de resistencia sísmica de la edificación, se calcula su Periodo Fundamental por medio de;

$$T_a = C_t h_n^{3/4}$$

donde el coeficiente (C_t) para calcular el periodo, depende de las características del pórtico, para este caso se tienen pórticos resistentes a momentos de concreto

reforzado; por lo tanto **$C_t = 0,08$** . El valor de h_n corresponde a la altura total del edificio, **$h_n = 8,33$** . En conclusión tenemos que el periodo fundamental será igual a:

$$T_a = (0,08) (8,33 \text{ m})^{3/4}$$

$$\mathbf{T_a = 0,3922 \text{ seg.}}$$

Con respecto la figura 46, el valor del espectro de aceleraciones de diseño según lo estipulado por la NSR-98 en su inciso A.2.6 es:

$$\mathbf{S_a = 2,5 A_a I}$$

$$S_a = (2,5) (0,15) (1,1)$$

$$\mathbf{S_a = 0,4125}$$

esta ecuación es para periodos de vibración menores que **$T_c = 0,48 \text{ S.}$**

Para determinar el exponente relacionado con el periodo fundamental (**K**), es necesario tener en cuenta que este depende del valor del periodo fundamental, donde **$T_a < 0,5 \text{ seg.}$** por lo tanto **$K = 1,0$** para la edificación en estudio.

Según el inciso A.4.3 de la NSR-98, el cortante sísmico en la base V_s y la fuerza sísmica horizontal F_x se determinaron de la siguiente manera:

- **Cortante sísmico en la base:** Este es el resultado de las equivalencias a la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos de diseño, teniendo en cuenta la dirección en estudio. Esta ecuación se encuentra en función de la masa total de la estructura. (ver tabla 22)

$$V_s = S_a g M$$

$$V_s = (0,4125) (10) (52600,1664)$$

$$V_s = 216975,68 \text{ Kg.}$$

$$V_s = 216,97 \text{ Ton.}$$

Calculo de la Masa de la Edificación:

$$M = (CM \times \text{Área}) / \text{Gravedad}$$

TIPO	CARGA MUERTA TOTAL (Kg/m ²)	AREA (m ²)	GRAVEDAD (m/s ²)	MASA (Kg)
Entrepiso	696,52	413,7	10	28815,0324
Pasarela	365	41,58	10	1517,67
Cubierta	390	433,4	10	16902,6
Elementos 2° piso			10	5364,864
			Masa Total =	52600,1664

Tabla 22. Calculo de Masas de Edificio

Es necesario aclarar que para el modelo las masas se registraran de la siguiente manera:

a) Entrepiso = 28815,0324 + 1517,67 = **30332,7024 Kg.**

b) Cubierta = **16902,6 Kg.**

- **Fuerza sísmica horizontal:** El calculo de esta fuerza se realiza para un nivel de estudio determinado y esta definida por la ecuación A.4-6 del código NSR-98.

$$F_x = C_v V_s$$

4.2.2.2.1.2.2.1.2 Ajuste de Resultados

Luego de haber realizado el análisis modal de la edificación con cada una de sus características se obtuvo como resultado que: (ver tabla 20)

$$\mathbf{V_{ox} = 128,60}$$

$$\mathbf{V_{oy} = 150,38}$$

Los factores de amplificación de carga para cada sismo en cada dirección están determinados por:

➤ **Factor en la dirección X:**

$$F_x = V_s / V_{ox}$$

$$F_x = (216,97) / (128,60)$$

$$\mathbf{F_x = 1,68}$$

➤ **Factor en la dirección Y:**

$$F_y = V_s / V_{oy}$$

$$F_y = (216,97) / (150,38)$$

$$\mathbf{F_y = 1,44}$$

Con estos factores se modifico las fuerzas en cada dirección, realizando un nuevo análisis de la estructura obteniendo nuevas solicitudes bajo la acción del espectro escalado y nuevos valores para los cortantes en la base del análisis dinámico espectral. (Ver tabla 23)

GRUPO	SISMO	F-X	F-Y	F-Z
Voy	ESNSRY	0,7542487	206,8893	2,685251
Vox	ESNSRX	227,1903	0,9076824	0,1481317

**Tabla 23. Cortante Modificado en la base del Análisis
Dinámico Espectral**

Es importante tener en cuenta que para el análisis se consideraron los efectos de torsión accidental para el cálculo de las derivas, ajustando así los centros de gravedad de las masas en cada piso de la edificación en las dos direcciones horizontales principales. (ver tabla 24)

ENTREPISO	U1	U2	X	Y	-X	-Y
X	19,5011	19,5011	21,4711	19,5011	17,5311	19,5011
Y	-6,1412	-6,1412	-6,1412	-6,6662	-6,1412	-5,6162
Z	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9
CUBIERTA	U1	U2	X	Y	-X	-Y
X	19,5	19,5	21,47	19,5	17,53	19,5
Y	-4,8861	-4,8861	-4,8861	-5,4361	-4,8861	-4,3361
Z	7,372394	7,372394	7,372394	7,372394	7,372394	7,372394

Tabla 24. Coordenadas del Centro de Masa

Luego de culminar el desarrollo del modelo, en el análisis dinámico de la estructura se encontraron los modos de los periodos de vibración generados por las fuerzas sísmicas. Dentro de ese análisis se encontró que los cinco (5) primeros modos cumplían con mas del 90% de la participación de las masas en las dos direcciones principales horizontales de la edificación, y que los modos 6,7,8 y 9 presentaban movimientos en algunos elementos de la estructura. (ver tabla 25 y figuras 50-58).

MODO	PERIODO (Seg)	TIPO DE MOVIMIENTO
1	1,2604	Torsional
2	1,1534	Longitudinal
3	0,9302	Torsional
4	0,2931	Longitudinal
5	0,1064	Longitudinal
6	0,0938	Algunos Elementos
7	0,0913	Algunos Elementos
8	0,0661	Algunos Elementos
9	0,0194	Algunos Elementos

Tabla 25. Características de cada Modo de Vibración.

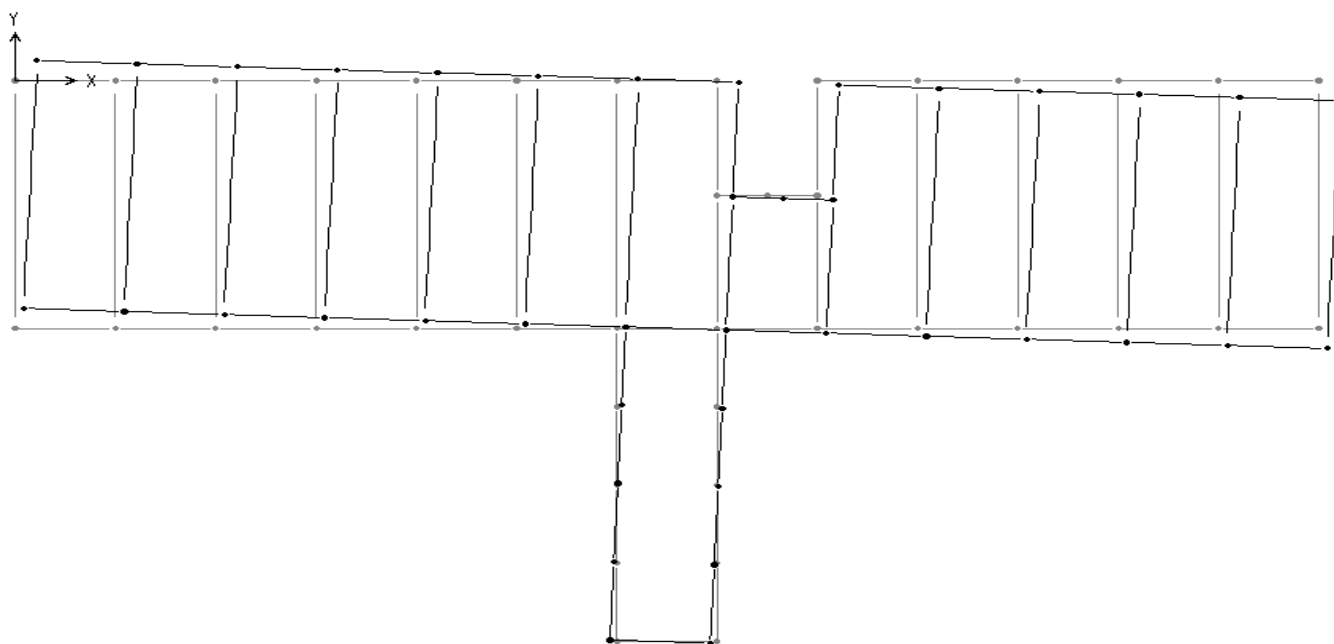


Figura 50. Diagrama del Modo 1.

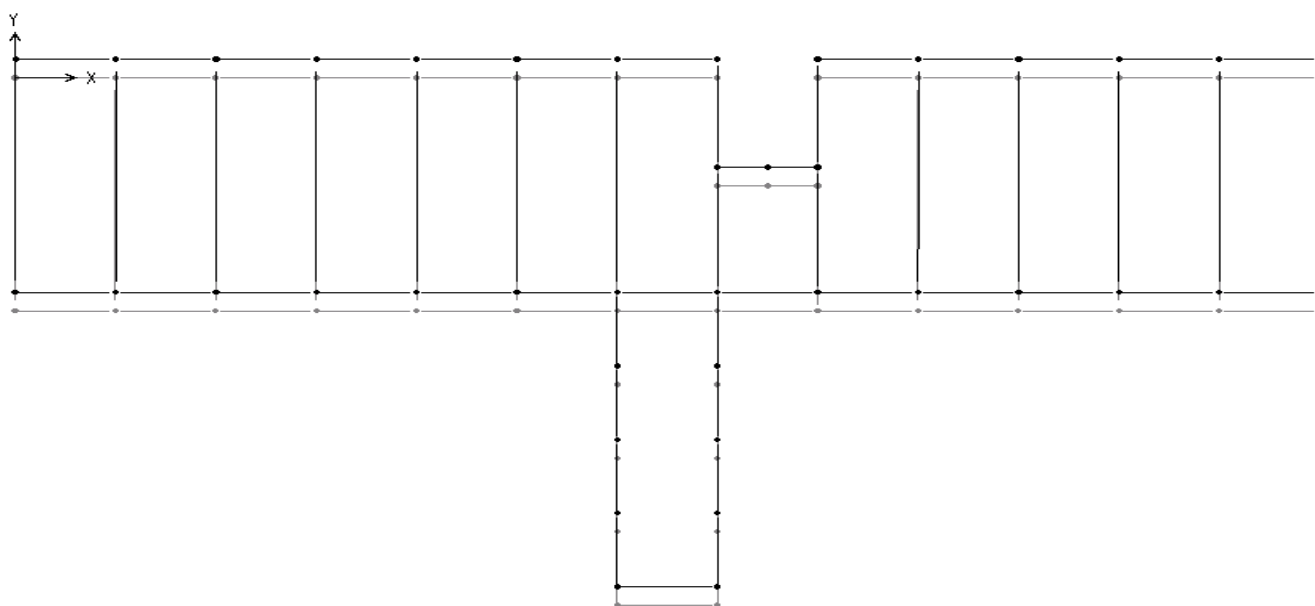


Figura 51. Diagrama del Modo 2.

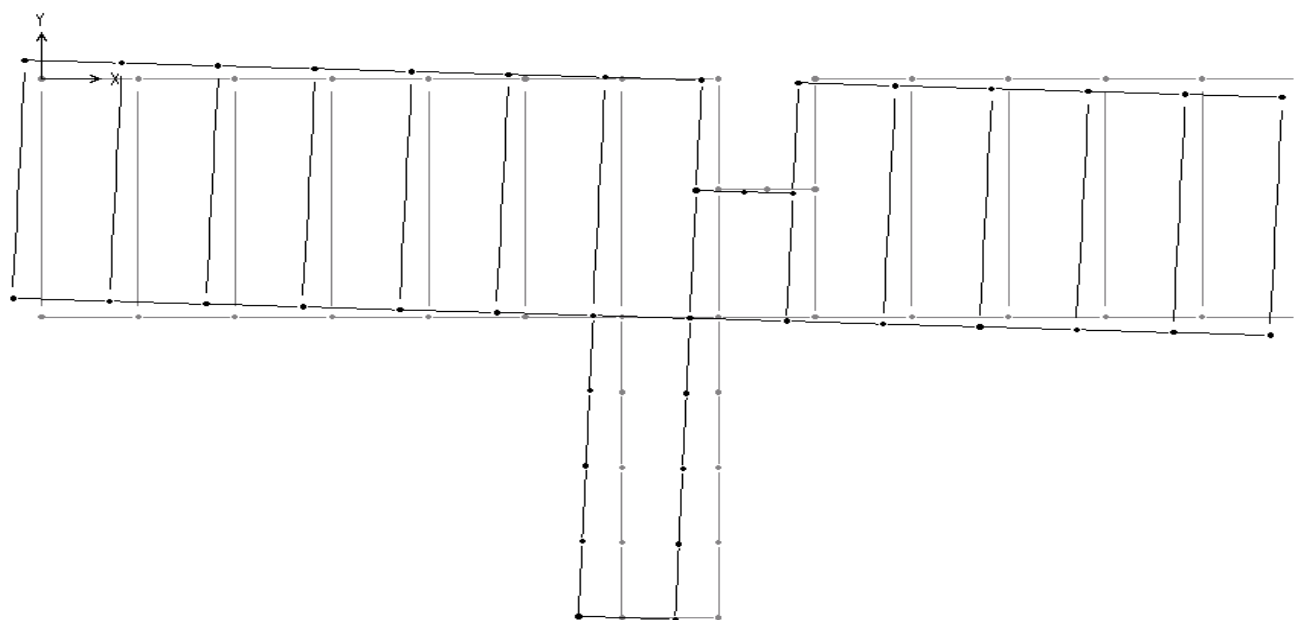


Figura 52. Diagrama del Modo 3.

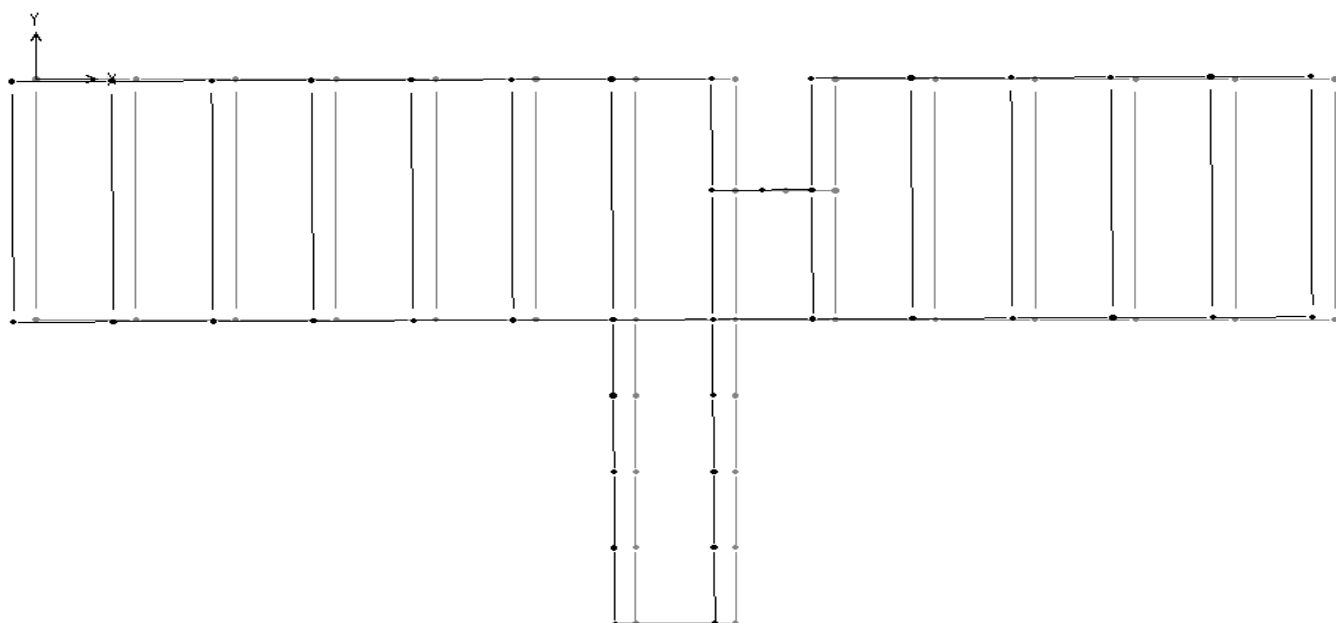


Figura 53. Diagrama del Modo 4.

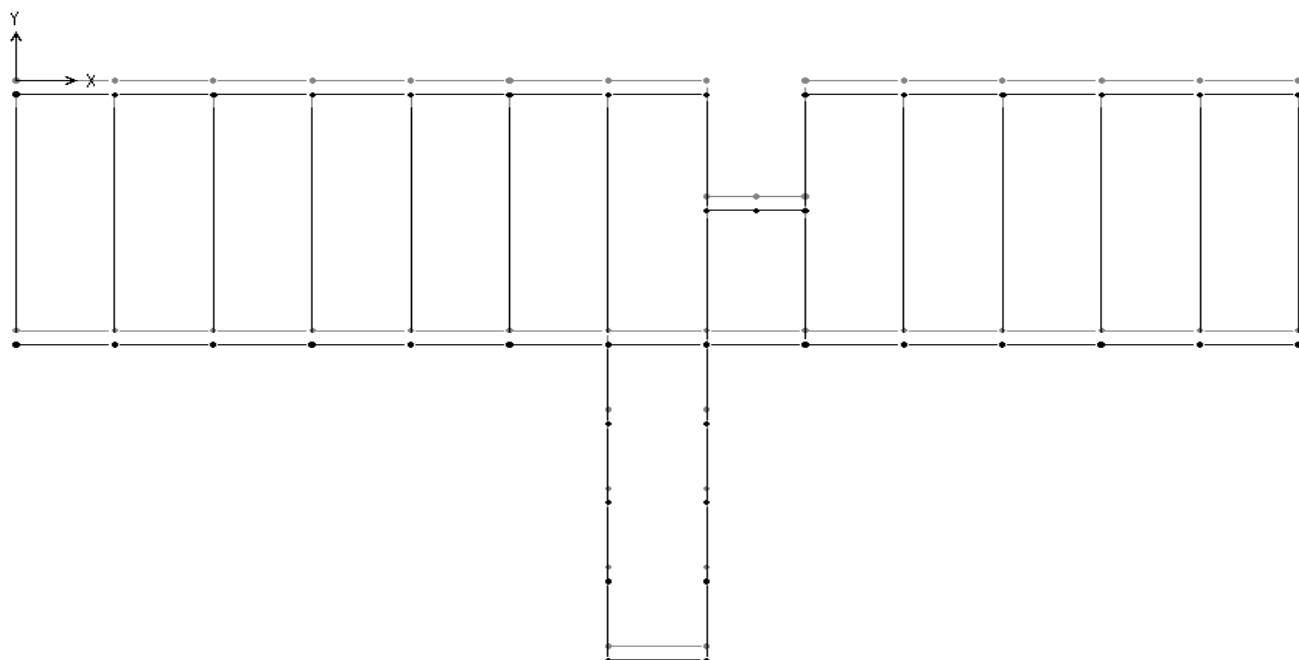


Figura 54. Diagrama del Modo 5.

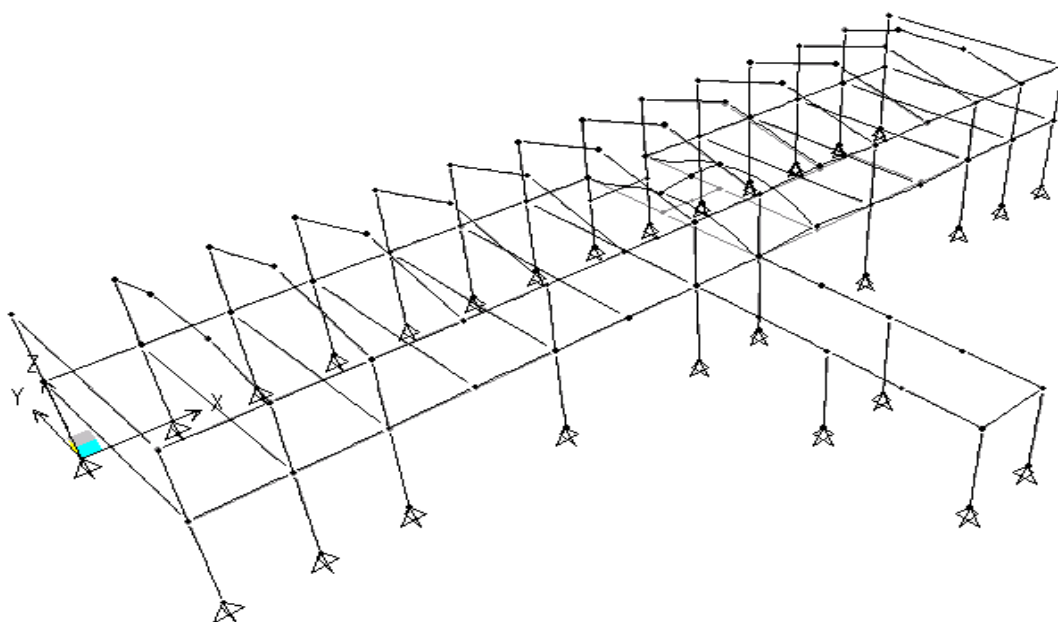


Figura 55. Diagrama del Modo 6.

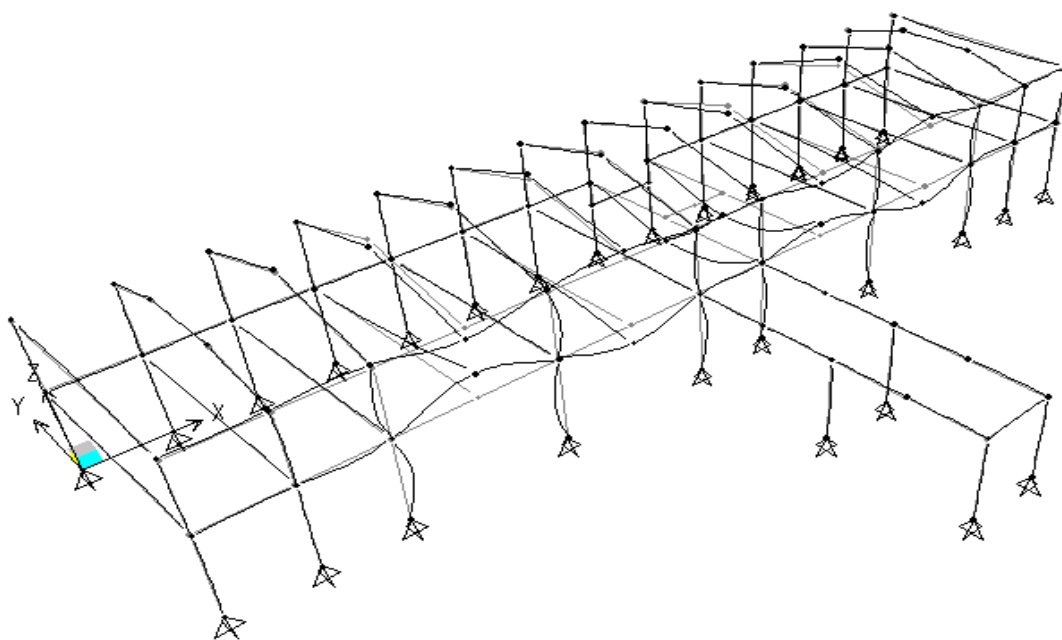


Figura 56. Diagrama del Modo 7.

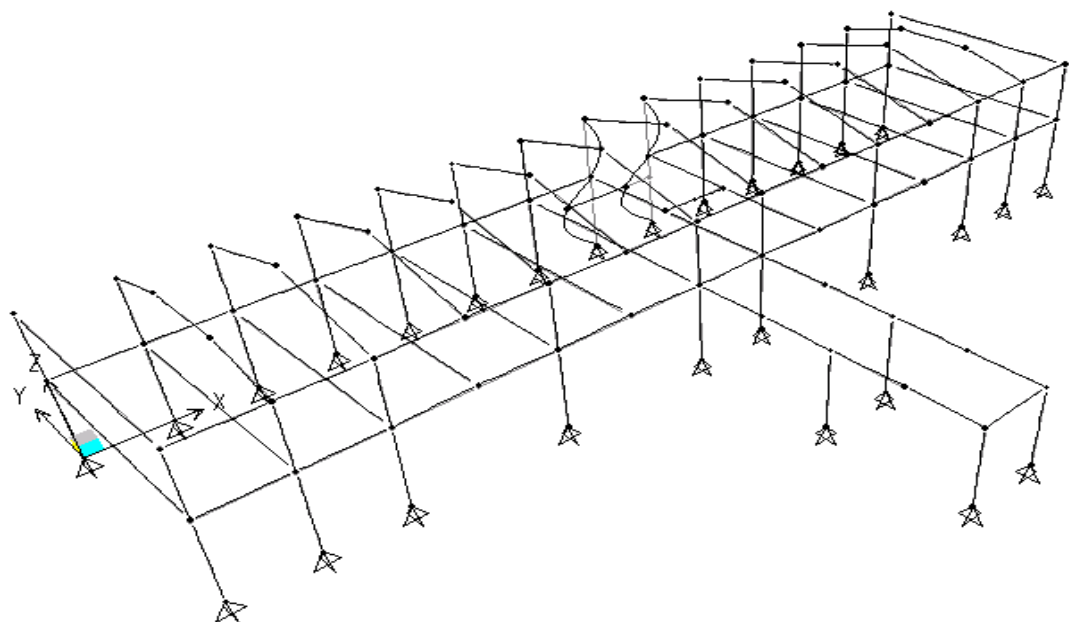


Figura 57. Diagrama del Modo 8.

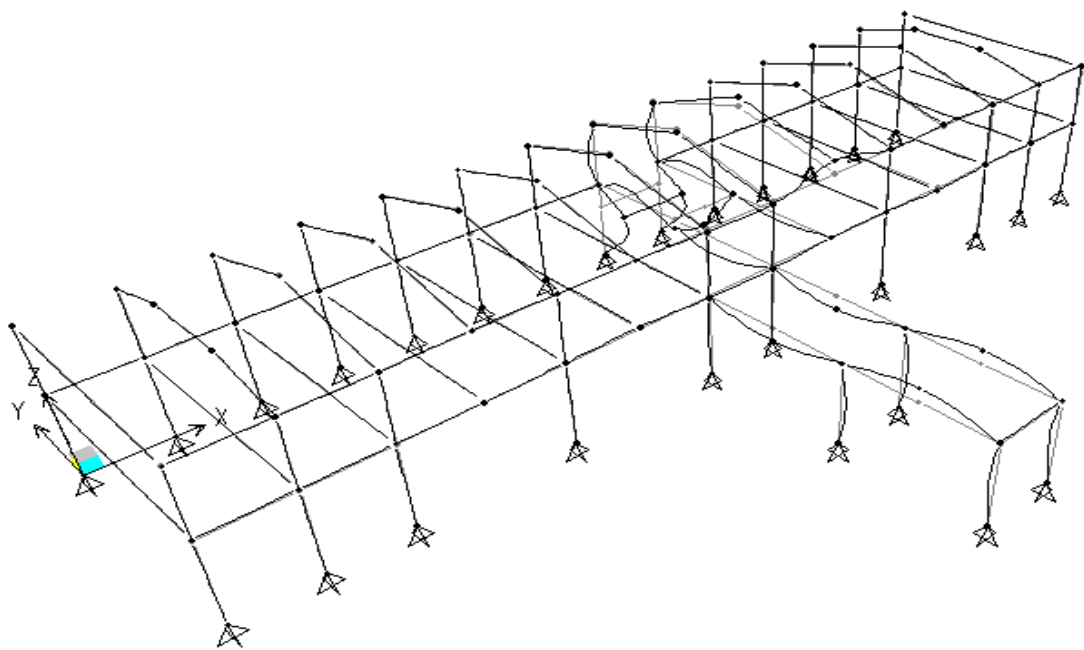


Figura 58. Diagrama del Modo 9.

4.2.2.2.1.2.3 Paso 7. Índice de Sobreesfuerzo

El índice de sobreesfuerzo fue calculado para cada uno de los elementos estructurales y para la estructura en general. Para encontrar dicho índice fue necesario tener los resultados obtenidos de la capacidad actual de los elementos como los arrojados por el análisis. El valor del índice simplemente es la división entre la capacidad exigida por el análisis y la capacidad actual. A continuación se presentan los cálculos de los índices para cada elemento a flexión, cortante y flexo-compresión.

4.2.2.2.1.2.3.1 Índice de Sobreesfuerzo en Vigas

Para poder realizar los cálculos se realizaron los formatos de inspección, en los cuales se registraron cada una de las características de los elementos estructurales (sección, recubrimiento y refuerzo). El análisis en las vigas se realizó a 0, L/2 y L del elemento. A continuación se presenta un ejemplo de la revisión estructural actual.

Se tomo como ejemplo demostrativo la viga **V1** para encontrarle el índice de sobreesfuerzo, el análisis se realizo a una distancia de **L**(parte final de la viga) del elemento.

➤ **Revisión por Flexión:**

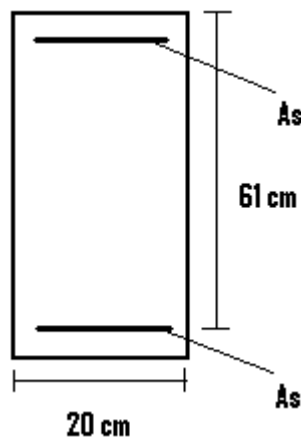


Figura 59. Sección Viga V1 de Entrepiso

Datos:

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$As^+ = 5,68 \text{ cm}^2$$

$$As^- = 30,6 \text{ cm}^2$$

$$Musol^+ = 28,48 \text{ ton-m}$$

$$Musol^- = 7,14 \text{ ton-m}$$

a) Para Flexión Positiva:

$$\rho^+ = \frac{A_s^+}{(b \times d^+)} = (5,68) / (20 \times 61) = 0,004655$$

$$Mu^+ = \Phi \rho^+ F_y \left(1 - 0,59 \left(\frac{\rho^+ F_y}{F'_c} \right) \right) b d^{+2}$$

$$Mu^+ = (0,9) (0,004655) (4200) \left(1 - 0,59 \left(\frac{0,004655 \times 4200}{F'_c} \right) \right) (20) (61^2) / 100000$$

$$Mu^+ = 12,37 \text{ ton-m}$$

$$Mue^+ = \Phi Ne \quad Mu^+ = (0,81) (12,37) = 10,03 \text{ ton-m}$$

$$\text{Índice} = \frac{Musol}{Mue^+} = \frac{28,48}{10,03} = 2,84$$

b) Para Flexión Negativa:

$$\rho^+ = \frac{A_s^+}{(b \times d^+)} = (30,6) / (20 \times 59) = 0,026$$

$$Mu^+ = \Phi \rho^+ F_y \left(1 - 0,59 \left(\frac{\rho^+ F_y}{F'_c} \right) \right) b d^{+2}$$

$$Mu^+ = (0,9) (0,026) (4200) (1 - 0,59 (\frac{0,026 \times 4200}{210})) (20) (59^2) / 100000$$

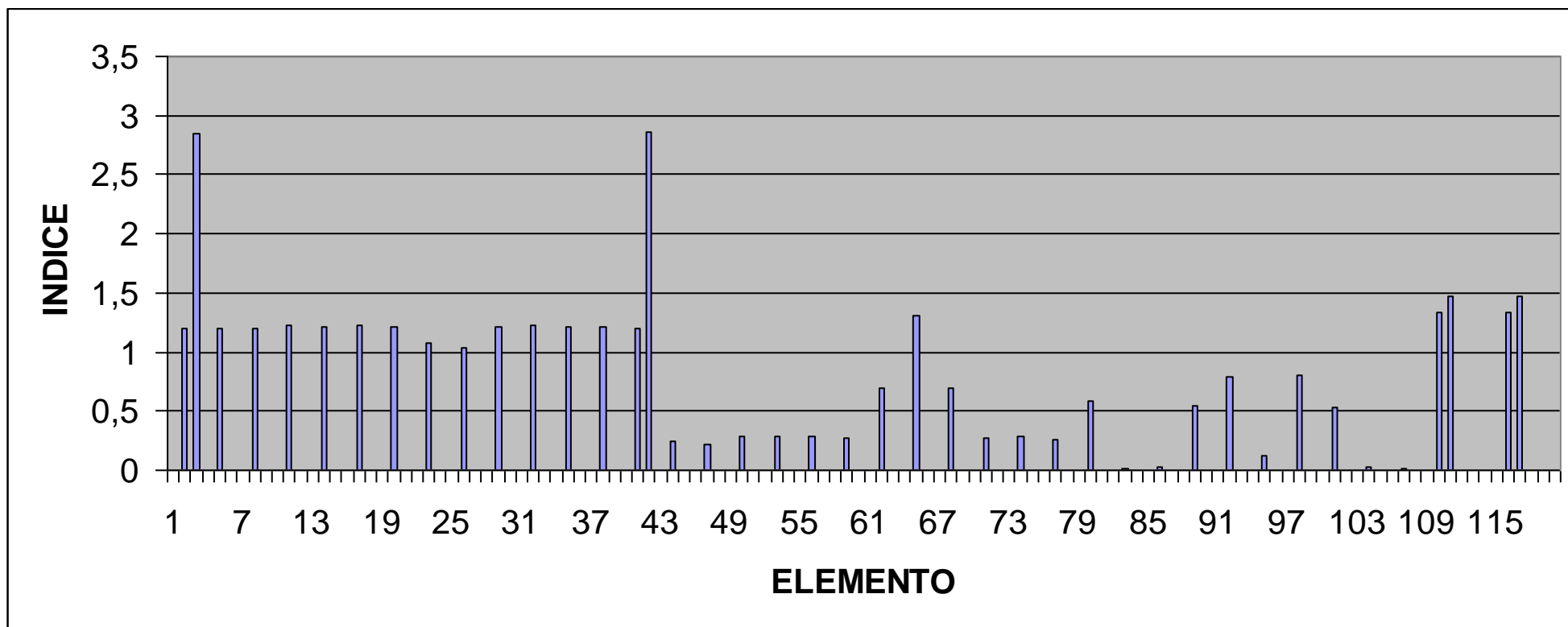
$$Mu^+ = 47,43 \text{ ton-m}$$

$$Mue^+ = \Phi Ne \ Mu^+ = (0,81) (47,43) = 38,42 \text{ ton-m}$$

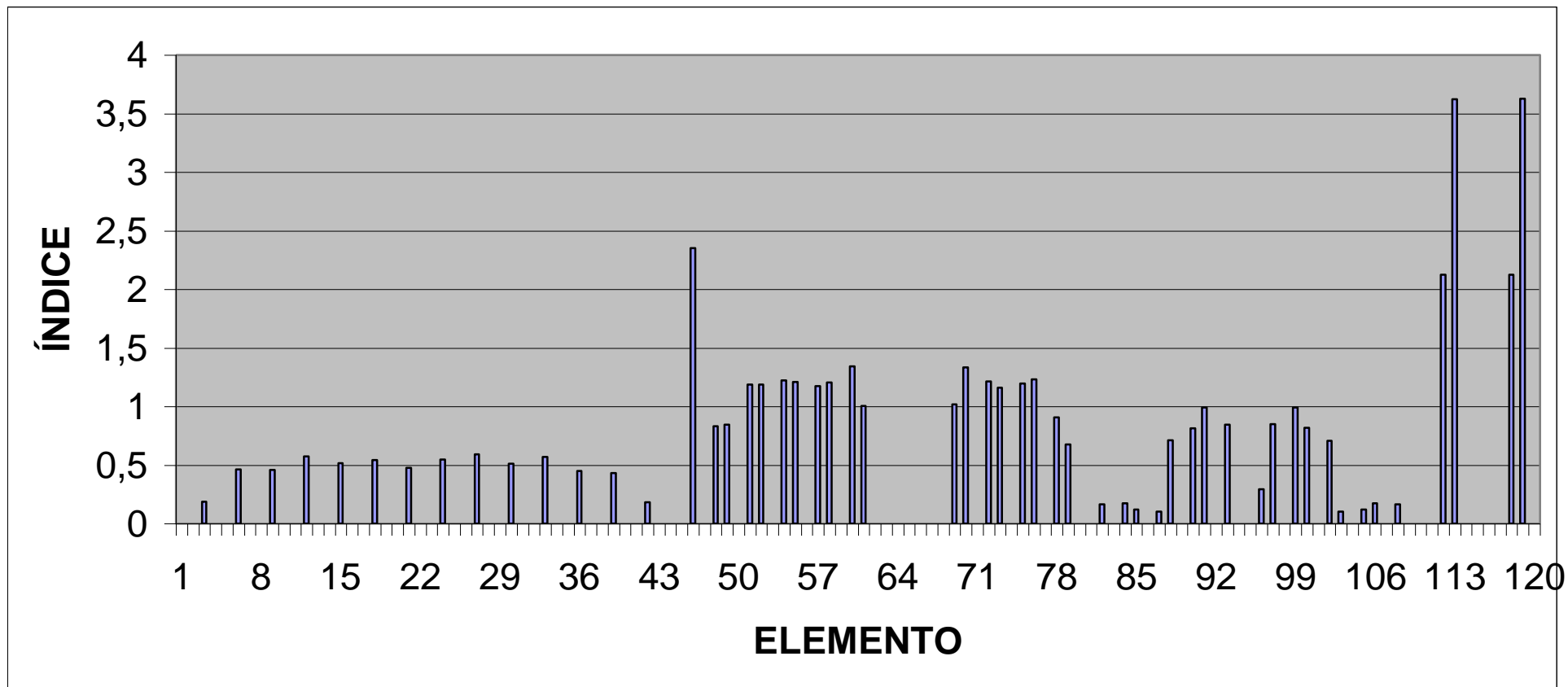
$$\text{Índice} = \frac{Musol}{Mue^+} = \frac{7,14}{38,42} = 0,19$$

Se tiene como conclusión que el índice mas alto para la flexión positiva es de **2,86** y se encontró a una distancia **L** de la viga **V14** del Entrepiso, con respecto al índice mas alto para la flexión negativa en viga es de **3,62** en las vigas de pasarela **V1B-C** y **V2B-C** a una distancia de **L/2** del elemento. El valor los índices de las vigas restantes se pueden apreciar con mas precisión en las hojas de calculo del capitulo de resultados. (Ver inciso 7 de este Proyecto).

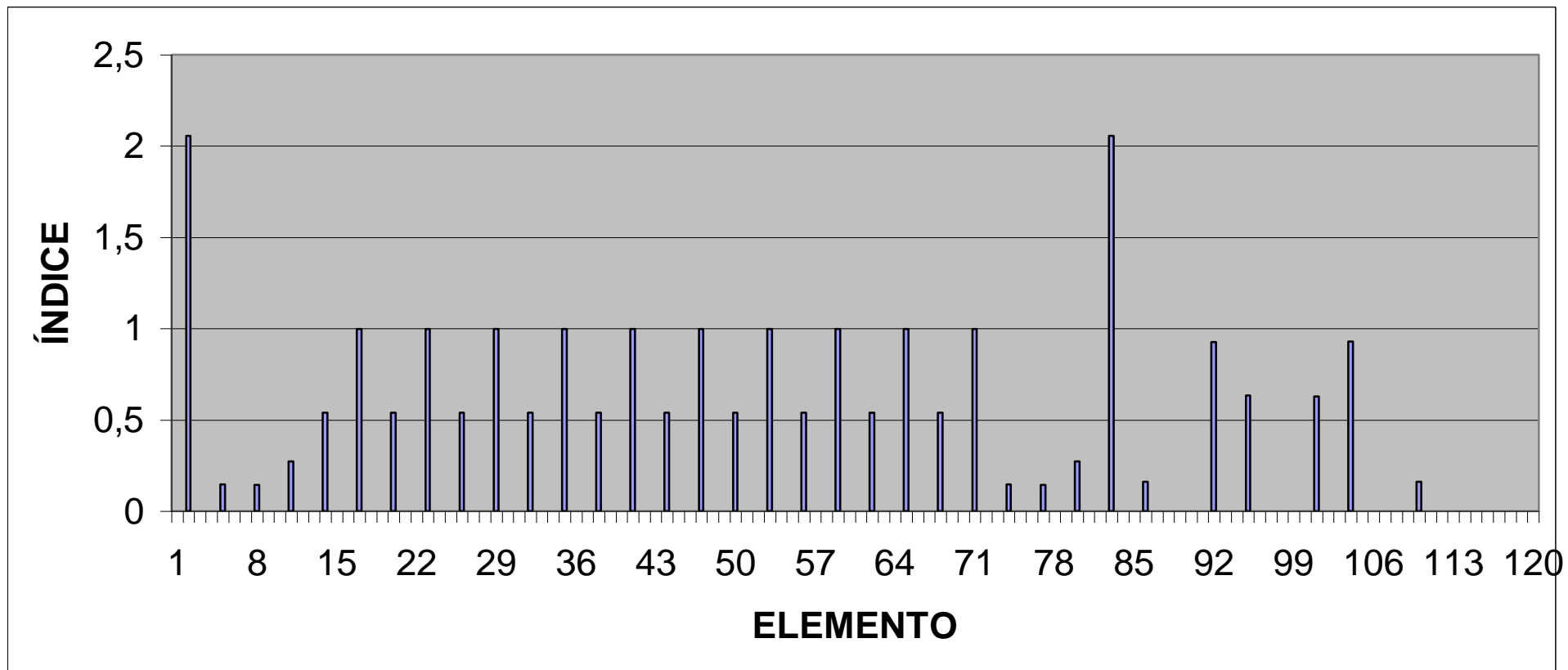
A continuación se presentan los gráficos donde se encuentra un resumen del índice característico de cada una de las vigas sometidas a flexión, que conforman la parte estructural de la edificación. (Ver figura 60-63)



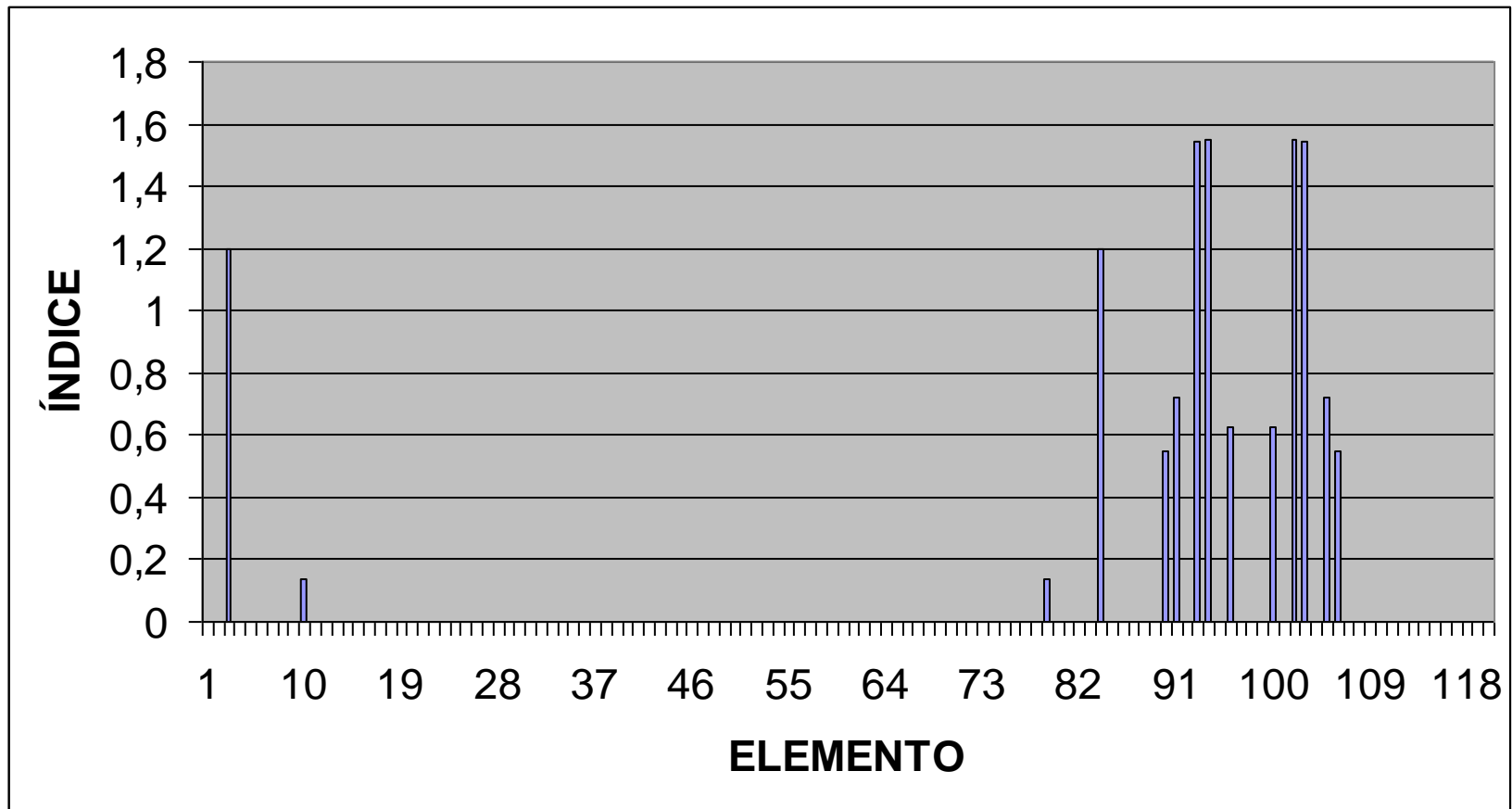
**Figura 60. Grafica de Índice de Sobre esfuerzo a Flexión
Positiva en Vigas-actual de Entrepiso.**



**Figura 61. Grafica de Índice de Sobreesfuerzo a Flexión
Negativa en Vigas-actual de Entrepiso.**



**Figura 62. Grafica de Índice de Sobre esfuerzo a Flexión
Positiva en Vigas-actual de Cubierta.**



**Figura 63. Grafica de Índice de Sobre esfuerzo a Flexión
Negativa en Vigas-actual de Cubierta.**

➤ **Revisión por Cortante:**

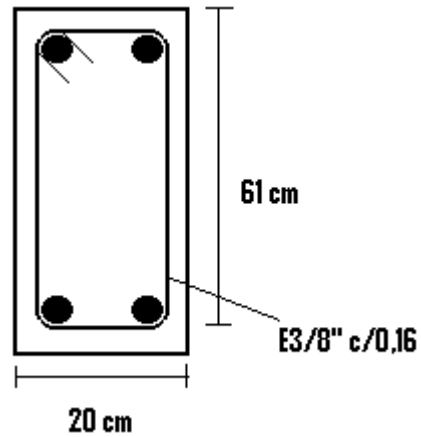


Figura 64. Sección y Refuerzo Viga V2

Datos:

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_v = 1,42 \text{ cm}^2$$

$$S = 16 \text{ cm}$$

$$V_{sol} = 10,25 \text{ ton}$$

$$\Phi_{V_s} = \frac{\Phi A_v f_y}{b_w S} = \frac{(0,85) (1,42) (2400)}{(20) (16)} = 9,053 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Phi v_c = \Phi 0,53 (f'_c)^{1/2} = 6,528 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\Phi v_s + \Phi v_c = 15,581 \text{ Kgf/cm}^2$$

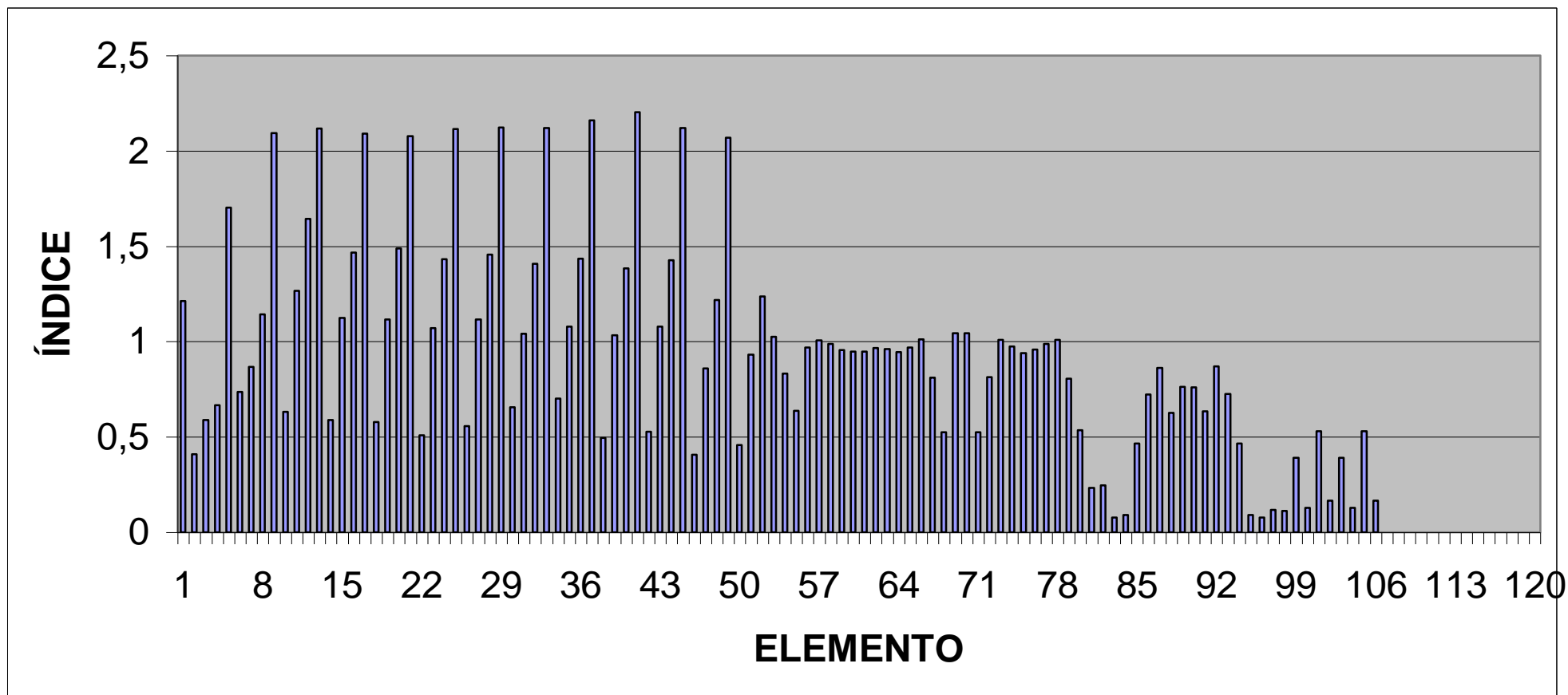
$$Vu = (15,581) (20) (61) / 1000 = 19,01 \text{ ton.}$$

$$Vue = \Phi Ne Vux = (0,81) (19,01) = 15,397 \text{ ton.}$$

$$\text{Índice} = \frac{V_{usol}}{Vue} = \frac{10,25}{15,397} = 0,67$$

Para el caso de cortante, se observó que la mayoría de vigas de cubierta carecen de refuerzo transversal (estribos), por lo cual se observa en la figura 50 un alto número de vigas con índices superior a 1,0; el índice mas alto para cortante es de **2,37** y se encuentran en las vigas **V1** y **V14** de la cubierta a una distancia de **L** del elemento.

A continuación se presentan los gráficos donde se encuentra un resumen del índice característico de cada una de las vigas sometidas a cortante, que conforman la parte estructural de la edificación. (Ver figura 65-66)



**Figura 65. Grafica de Índice de Sobreesfuerzo a Cortante
en Vigas-actual de Entrepiso**

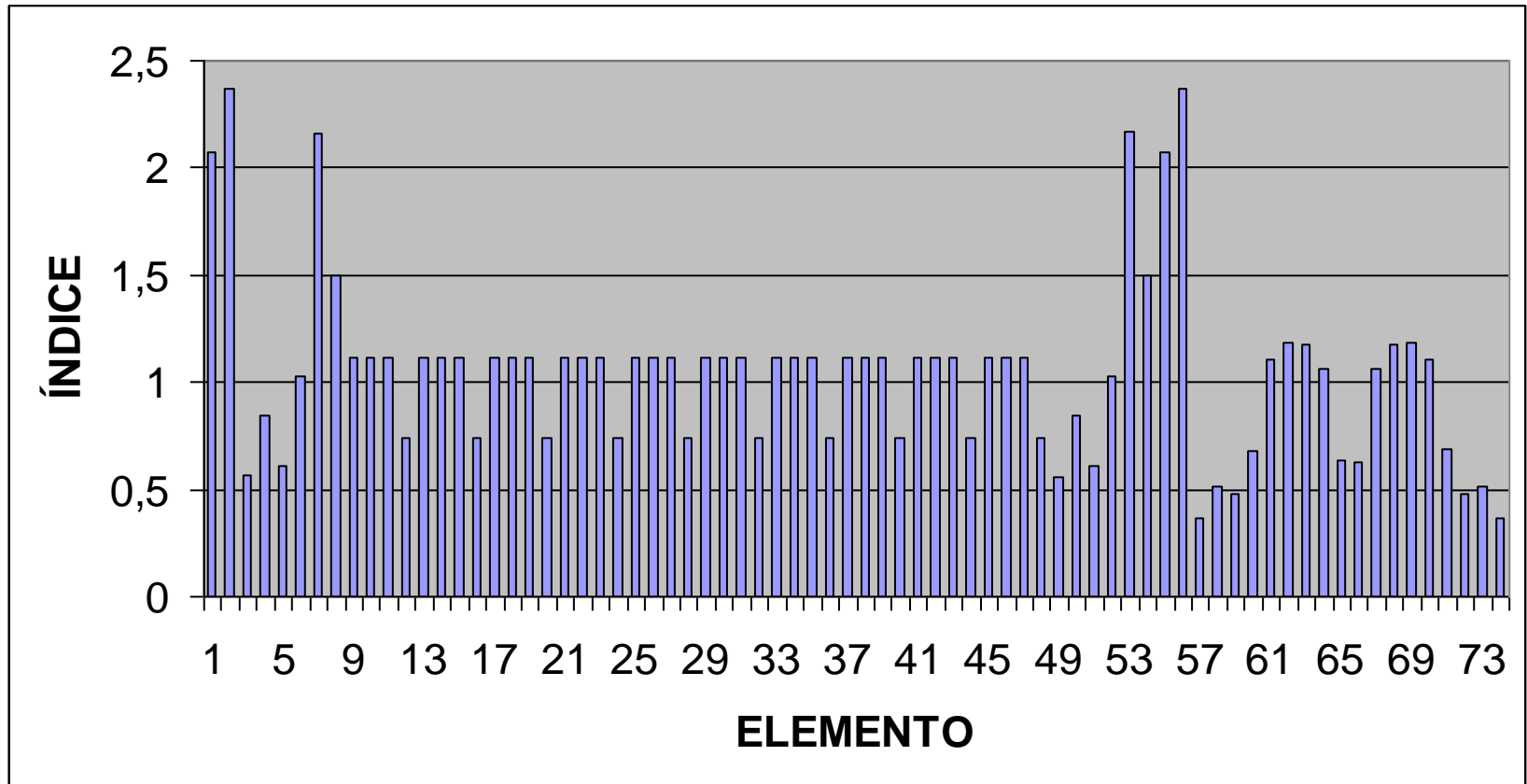


Figura 66. Grafica de Índice de Sobre esfuerzo a Cortante en Vigas-actual de Cubierta.

4.2.2.2.1.2.3.2 Índice de Sobreesfuerzo en Columnas.

Para realizar el análisis del índice de sobreesfuerzo en columnas, fue necesario hallar los efectos de esbeltez global, con el fin de saber si era necesario amplificar los momentos obtenidos en el diseño; por tal razón se procedió de la siguiente manera.

- **Evaluación aproximada del efecto de esbeltez global:** Según lo establecido en el inciso C.10.11.6 de la NSR-98, que habla de la clasificación de los pisos según su índice de estabilidad, se considera que un piso no es susceptible de ladeo cuando su índice de estabilidad **Q**, es menor que 0,10. Según cálculos realizados el índice de estabilidad para la estructura por piso es mayor a 0,1 por lo tanto son susceptibles al ladeo. Esto indica que hay que tener presente los efectos globales de segundo orden; considerando lo especificado en el inciso C.10.11.10 de la NSR-98 que hace referencia a los efectos globales de esbeltez.

A continuación se desarrolla un ejemplo ilustrativo para especificar la manera de determinar el índice de sobreesfuerzo en columnas.

4.2.2.2.1.2.3.2.1 Ejemplo del cálculo para determinar el índice de sobreesfuerzo en columnas a flexo-compresión.

➤ **Método de la Superficie de Falla:**

A continuación presentamos el desarrollo para la revisión de columnas, para ejecutar la revisión tomamos una de las columnas de la estructura en estudio y los datos para este cálculo fueron tomados del análisis del modelo tridimensional del Bloque III.

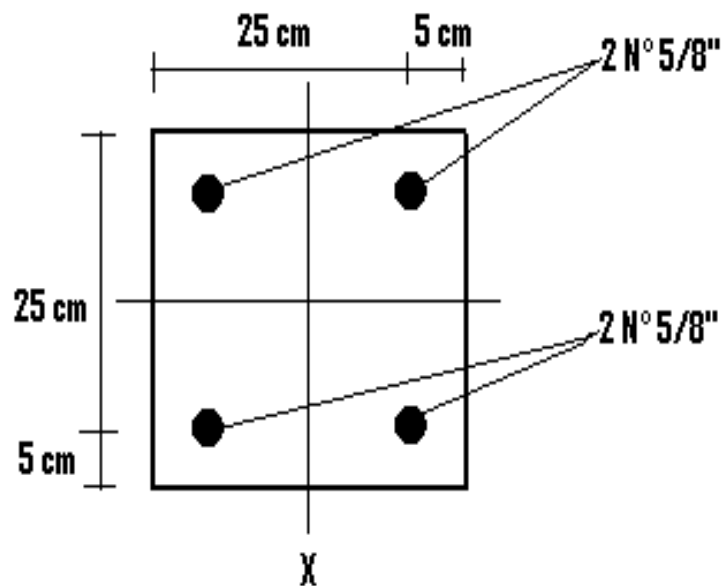


Figura 67. Sección de la Columna CB5 del 2º Piso.

Datos Generales :

$$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_u = 17,65 \text{ T}$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_{ux} = 0,859 \text{ T-m}$$

$$\text{Área No 5} = 1,99 \text{ cm}^2$$

$$M_{uy} = 2,954 \text{ T-m}$$

$$\Phi = 0,70$$

Para iniciar se debe tener presente la configuración de las barras de refuerzo y se selecciona la cuantía del refuerzo.

$$A_g = b \times h = (30 \text{ cm}) \times (30 \text{ cm}) = 900 \text{ cm}^2$$

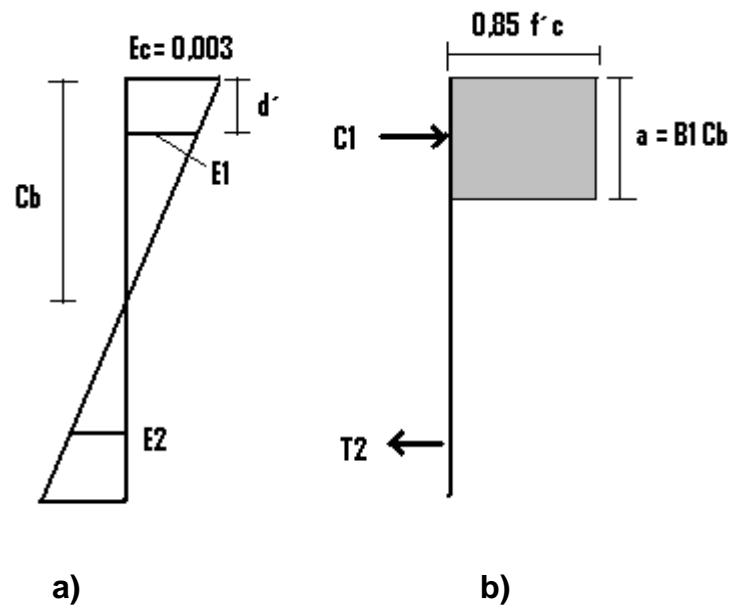
$$A_{st} = (4) \times (1,99 \text{ cm}^2) = 7,96 \text{ cm}^2$$

$$P_{u \text{ Max}} = 0,80 \Phi [0,85 f_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y]$$

$$P_{u \text{ Max}} = 0,80 (0,70) [0,85 (210) (900 - 7,96) + (7,96) (4200)] / 1000$$

$$P_{u \text{ Max}} = 107,89 \text{ ton}$$

➤ **Análisis de Flexión Sobre el Eje X**



**Figura 68. a) Distribución de Deformaciones
b) Esfuerzos y Fuerzas**

$$d = 25 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$d' = 5 \text{ cm.}$$

$$E = 2000000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h = 30 \text{ cm.}$$

$$b = 30 \text{ cm.}$$

$$\dot{A}_{sx} = (2) \times (1,99 \text{ cm}^2) = 3,98 \text{ cm}^2$$

$$\dot{A}_{sx1} = 0$$

$$C_b = \frac{0,003}{0,003 + (f_y/E_s)} \times d = \frac{0,003}{0,003 + 0,0021} \times (25 \text{ cm.}) = 14,7 \text{ cm.}$$

$$\Phi \bar{A}_{sx} f'_y = \Phi \bar{A}_s f_y$$

$$a = \beta_1 C_b = (0,85) (14,7) = 12,5 \text{ cm.}$$

$$f_{sx} = \frac{0,003 (C_b - h/2) E_s}{C_b} = \frac{0,003 (14,7 - 30/2) 2 \times 10^6}{14,7} = 120 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_{bx} = \Phi [0,85 f'_c a h + A_{sx1} f_{sx} + \bar{A}'_s f_y - A_s f_y]$$

$$P_{bx} = 0,70 [0,85 \times 210 \times 12,5 \times 30 + 0 \times 120 + 3,98 \times 4200 - 3,98 \times 4200] / 1000$$

$$P_{bx} = 46,856 \text{ ton.}$$

Calculo de M_{bx} con respecto al centro plástico:

$$M_{bx} = \Phi [0,85 f'_c a h (h/2 - a/2) + 2 (A_s f_y) (h/2 - d')]$$

$$M_{bx} = 0,70 [0,85 \times 210 \times 12,5 \times 30 \times (15 - 6,25) + 2(3,98 \times 4200) \times (15 - 5)] / 1000$$

$$M_{bx} = 6,44 \text{ ton-m.}$$

➤ **Análisis de Flexión Sobre el Eje Y :**

$$d = 25 \text{ cm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$d' = 5 \text{ cm}$$

$$E = 2000000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$\bar{A}_s = (2) \times (1,99 \text{ cm}^2) = 3,98 \text{ cm}^2$$

$$\bar{A}_{s1} = 0$$

$$C_b = \frac{0,003}{0,003 + (f_y/E_s)} \times d = \frac{0,003}{0,003 + 0,0021} \times (25 \text{ cm.}) = 14,7 \text{ cm.}$$

$$\Phi \bar{A}_{sx} f'_y = \Phi \bar{A}_s f_y$$

$$a = \beta_1 C_b = (0,85) (14,7) = 12,5 \text{ cm.}$$

$$f_{sx} = \frac{0,003 (C_b - h/2) E_s}{C_b} = \frac{0,003 (14,7 - 30/2) 2 \times 10^6}{14,7} = 120 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_{by} = \Phi [0,85 f'_c a h + A_{sx1} f_{sx} + \bar{A}'_s f_y - A_s f_y]$$

$$P_{by} = 0,70 [0,85 \times 210 \times 12,5 \times 30 + 0 \times 120 + 3,98 \times 4200 - 3,98 \times 4200] / 1000$$

$$P_{by} = 46,856 \text{ ton.}$$

Calculo de M_{by} con respecto al centro plástico:

$$M_{by} = \Phi [0,85 f'_c a h (h/2 - a/2) + 2 (A_s f_y) (h/2 - d')]$$

$$M_{by} = 0,70[0,85 \times 210 \times 12,5 \times 30 \times (15 - 6,25) + 2(3,98 \times 4200) \times (15 - 5)]/1000$$

$$M_{by} = 6,44 \text{ ton-m.}$$

Np es necesario hacer interpolación de P_b por ser esta una sección cuadrada con refuerzo simétrico donde $P_{bx} = P_{by}$ por lo tanto $\Delta P_b = 0$; si la sección no es simétrica es necesario calcular el ΔP_b .

$$P_{nb} = P_{bx} - \Delta P_b = 46,856 \text{ ton.}$$

$$P_u < P_{nb} \text{ (controla la tracción)}$$

$$P_{ot} = -\Phi A_{st} F_y = 0,9 \times 7,96 \times 4200 = -30,1 \text{ ton.}$$

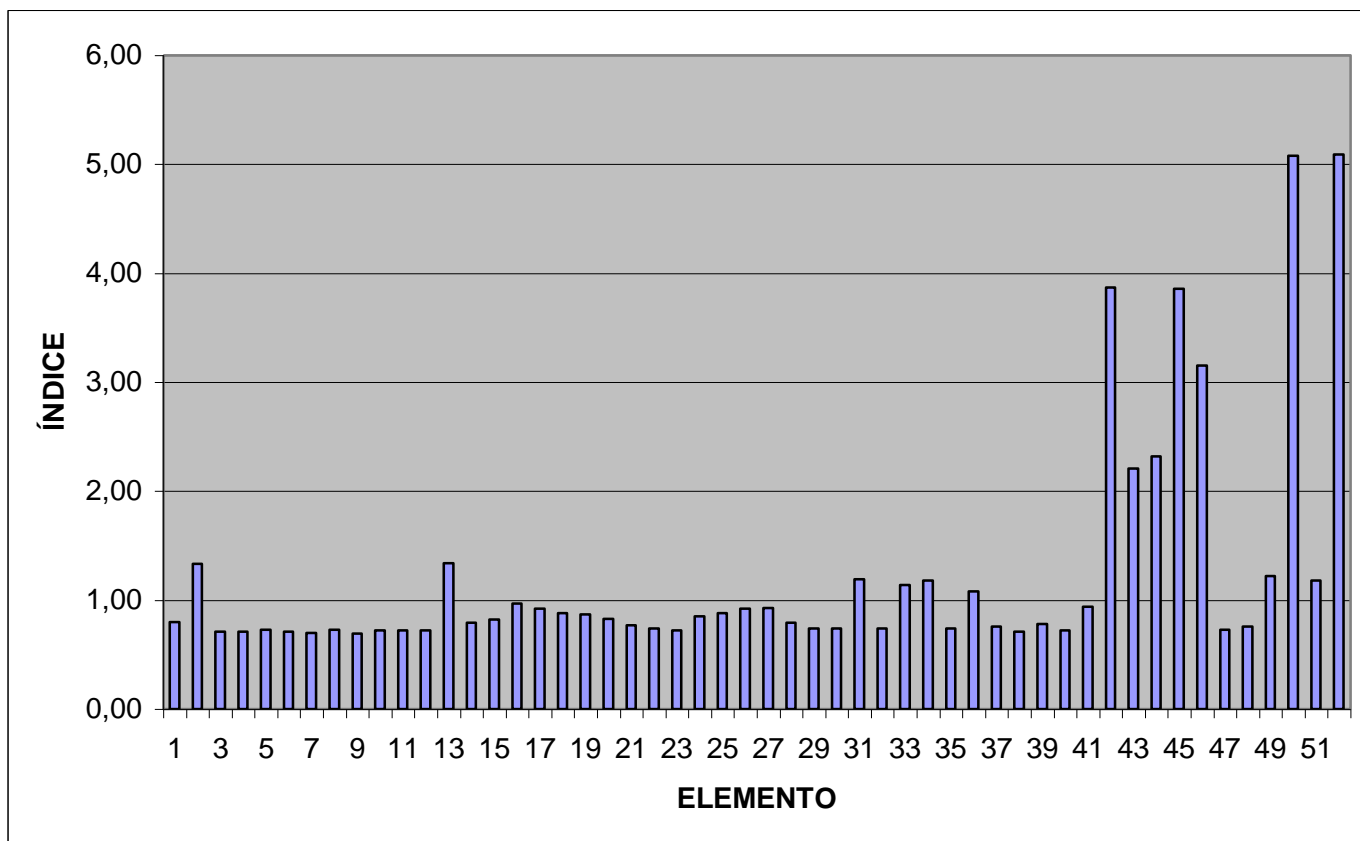
Luego de haber calculado cada uno de los factores que representan la superficie de falla del diagrama de interacción para columnas de hormigón reforzado con

estribos, sujetas a flexión biaxial combinada con carga axial, se procede a su verificación para ver si cumple con lo estipulado en la siguiente ecuación :

$$\left(\frac{P_u - P_b}{P_o - P_b} \right) + \left(\frac{M_{ux}}{M_{bx}} \right)^{1,5} + \left(\frac{M_{uy}}{M_{by}} \right)^{1,5} = 1.0$$

$$\left(\frac{17,65 - 46,85}{-30,1 - 46,85} \right) + \left(\frac{0,859}{6,44} \right)^{1,5} + \left(\frac{2,954}{6,44} \right)^{1,5} = 0,74$$

Para la columna CB5 del segundo piso el índice de sobre esfuerzo es de **0,74**, la cual se encuentra entre el límite permitido.



**Figura 69. Gráfica de Índice de Sobreefuerzo Flexo-compresión
En Columnas-actual**

Según la gráfica (ver figura 69), observamos que los índices mayores se presentan en las columnas **CC7** y **CC8** de la pasarela, tiene un valor de **5,09** y se puede analizar que un gran número de columnas se encuentra con índices por encima de lo permitido (1,0).

4.2.2.2.1.2.3.2.2 Ejemplo de chequeo para cortante en columnas.

Para desarrollar el análisis de cortante en columnas, se tomo la columna CB5 del segundo piso, con sección de 30x30 cm.

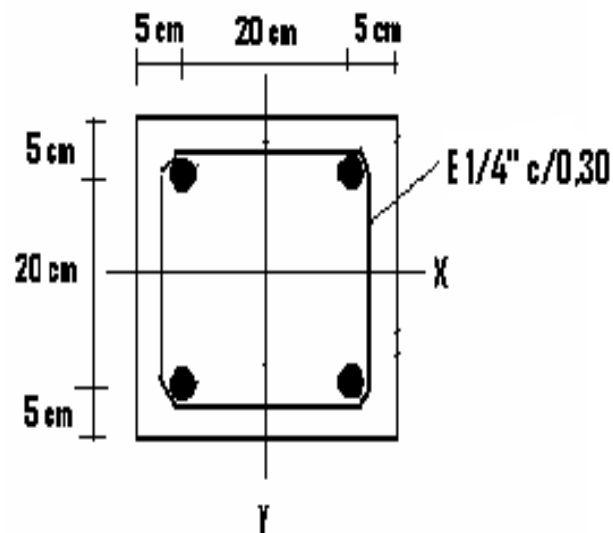


Figura 70. Sección de la Columna CB5 del 2º piso.

Datos Generales:

$$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{x\text{sol}} = 2,56 \text{ ton.}$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{y\text{sol}} = 1,42 \text{ ton.}$$

$$\text{Área No 2} = 0,32 \text{ cm}^2$$

➤ **Cortante en la dirección X:**

$$A_v = 2 \times 0,32 = 0,64$$

$$b_w = 30 \text{ cm.}$$

$$d = 25 \text{ cm.}$$

$$s = 30 \text{ cm}$$

$$\Phi v_s = \frac{\Phi A_v f_y}{b_w s} = \frac{0,85 \times 0,64 \times 4200}{30 \times 30} = 2,54 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\Phi v_c = \Phi 0,53 (f'c)^{1/2} = 6,53 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\Phi v_s + \Phi v_c = 9,07 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$V_{ux} = (9,07 \times (30 \times 25)) / 1000 = 6,80 \text{ ton.}$$

$$V_{ex} = \Phi N_e V_{ux} = 0,81 \times 6,80 = 5,508 \text{ ton.}$$

$$\text{Índice} = V_{x\text{sol}} / V_{ex} = 2,56 / 5,508 = 0,5$$

➤ **Cortante en la dirección Y:**

$$A_v = 2 \times 0,32 = 0,64$$

$$s = 30 \text{ cm.}$$

$$b_w = 30 \text{ cm.}$$

$$d = 25 \text{ cm.}$$

$$\Phi v_s = \frac{\Phi A_v f_y}{b_w s} = \frac{0,85 \times 0,64 \times 4200}{30 \times 30} = 2,54 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\Phi v_c = \Phi 0,53 (f'c)^{1/2} = 6,53 \text{ Kgf/cm}^2$$

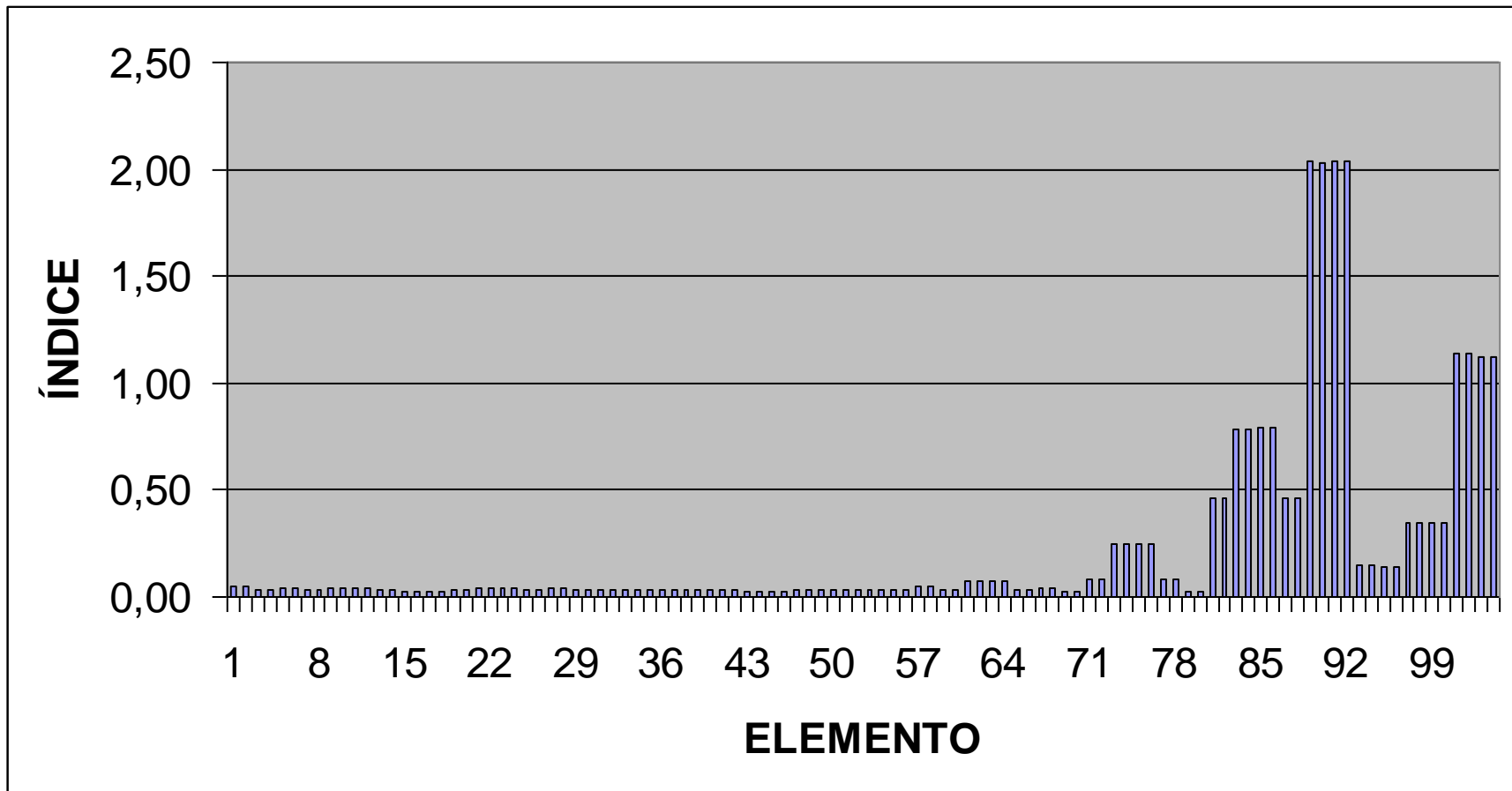
$$\Phi v_s + \Phi v_c = 9,07 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$V_{ux} = (9,07 \times (30 \times 25)) / 1000 = 6,80 \text{ ton.}$$

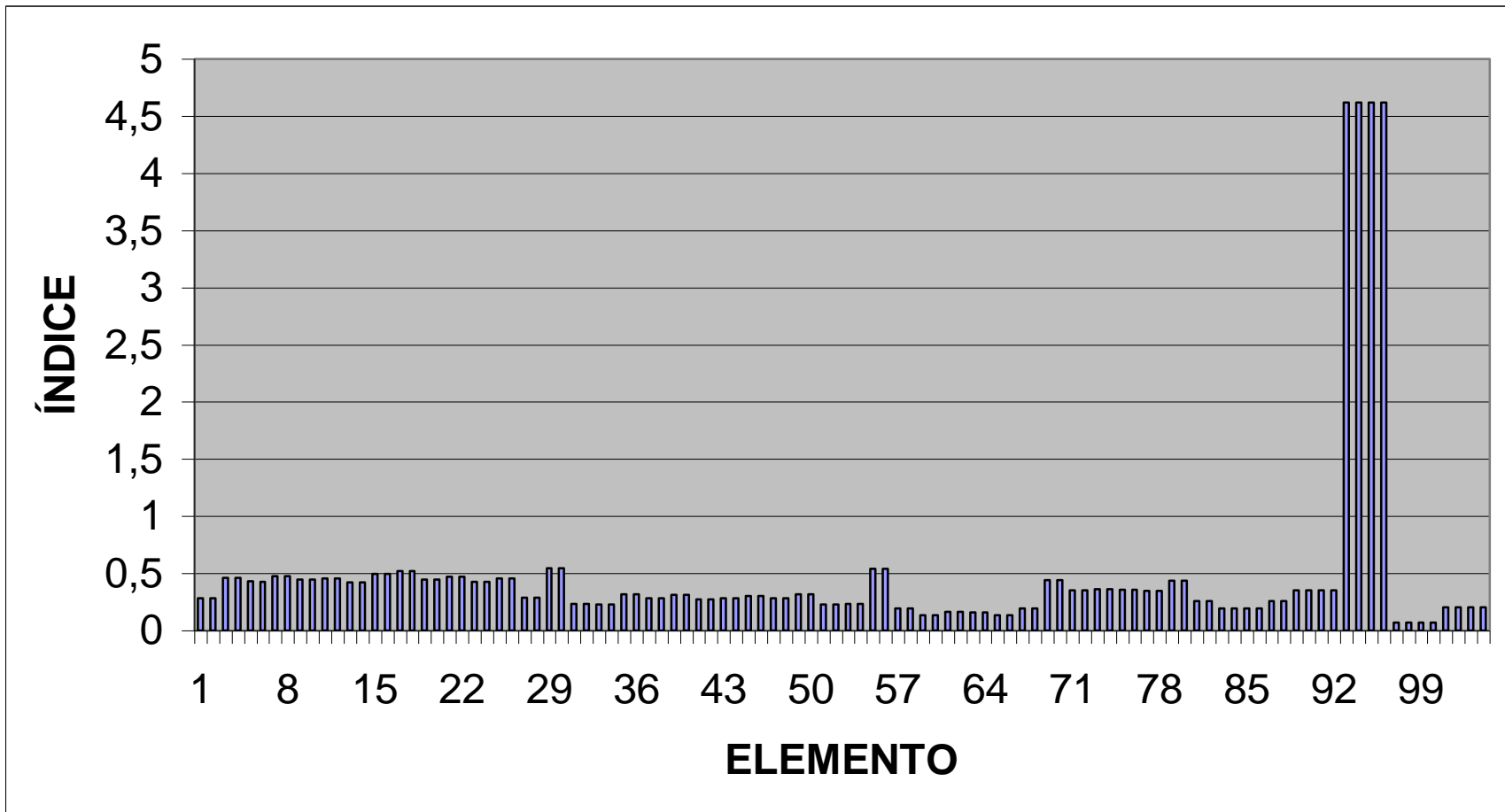
$$V_{ex} = \Phi N_e V_{ux} = 0,81 \times 6,80 = 5,508 \text{ ton.}$$

$$\text{Índice} = V_{xsol} / V_{ex} = 1,43 / 5,508 = 0,26$$

A continuación se presentan los índices a cortante correspondientes a cada una de las columnas que conforman la estructura. Este análisis se realizó a **0** y **L** de longitud del elemento. (ver figuras 71 y 72)



**Figura 71. Gráfica de Índice de Sobreesfuerzo a cortante en la dirección X
En las columnas actuales.**



**Figura 72. Gráfica de Índice de Sobreefuerzo a cortante en la dirección Y
En las columnas actuales.**

Como se puede analizar en la graficas anteriores (ver figuras 71 y 72) el índice de sobreesfuerzo más alto es de **4,62** y se presenta en las columnas **CC7** y **CC8** en la dirección **Y**.

4.2.2.1.2.4 Paso 8. Índice de Sobreesfuerzo de la Estructura

El índice general de sobreesfuerzo de la estructura es el máximo cociente obtenido para cualquier elemento o sección de la misma; para nuestro caso el máximo coeficiente es de **5,09** generado por las columnas **CC7** y **CC8** de la pasarela; esto significa que la estructura no se encuentra en capacidad de resistir fuerzas sísmicas establecidas mediante el análisis del espectro de diseño. Realizando un análisis detallado de los índices generales de la estructura se pudo encontrar que la capacidad a cortante es mayor que la capacidad a flexión y flexo-compresión, lo cual nos hace pensar que la estructura se encuentra beneficiada al garantizar la no ocurrencia de fallas frágiles anticipadas, por lo tanto poseerá una capacidad para disipar energía en el rango inelástico.

4.2.2.2.1.2.5 Paso 9. Cálculo del índice de flexibilidad

Para determinar el índice de flexibilidad de la estructura fue necesario aplicar los sismos en ambas direcciones para analizar las derivas máximas de cada uno de los elementos, según lo estipulado en el inciso A.6.3 de la NSR-98 que se refiere a la evaluación de las derivas máximas. La deriva máxima evaluada en cualquier punto de la estructura, no puede exceder los límites establecidos en la tabla A.6-1 de la NSR-98, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso. (Ver tabla26.)

ESTRUCTURAS DE:	DERIVA MÁXIMA
Concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2 de la NSR-98	1,0% ($\Delta_{\max}^i \leq 0,010h_{pi}$)
De mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3 de la NSR-98	0,5% ($\Delta_{\max}^i \leq 0,005h_{pi}$)

Tabla 26. Derivas Máximas como porcentaje de h_{pi}

La mayor deriva para cada elemento entre las combinaciones de efectos torsionales y par cada espectro es la que se tomó para calcular el índice de flexibilidad. A continuación se presenta un ejemplo del cálculo de dicho índice.

- **Ejemplo del cálculo del índice de flexibilidad:** Se tomó para este cálculo la columna **CA14** del primer piso.

a) Para el sismo en X:

$$\partial_{iix} = 0$$

$$\partial_{iix+1} = 9,78 \text{ cm.}$$

$$\Delta_y = (\partial_{iix} - \partial_{iix+1}) = (9,78 - 0) = 9,78 \text{ cm.}$$

b) Para el sismo en Y:

$$\partial_{iiy} = 0$$

$$\partial_{iiy+1} = 7,91 \text{ cm.}$$

$$\Delta_x = (\partial_{iiy} - \partial_{iiy+1}) = (7,91 - 0) = 7,91 \text{ cm.}$$

$$\Delta_{\max} = [(\Delta_x)^2 + (\Delta_y)^2]^{1/2}$$

$$\Delta_{\max} = [(9,78)^2 + (7,91)^2]^{1/2}$$

$$\Delta_{\max} = 12,58 \text{ cm.}$$

$$\Delta_p = 0,01 h_{pi} = (0,01) (390\text{cm}) = 3,9\text{m}$$

$$\text{Índice de Flexibilidad} = \Delta_{\max} / \Delta_p = (12,58) / (3,9) = 3,226$$

A continuación se muestra los resultados de los índices obtenidos por elemento debido a cada caso de espectro y de combinaciones de efectos torsionales. Para los efectos torsionales se modificaron los centros de gravedad de masas para cada piso en las dos direcciones principales para las siguientes combinaciones; (X, Y), (-X, Y), (X, -Y) y (-X, -Y), con una excentricidad accidental del 5%. (Ver figura 73.)

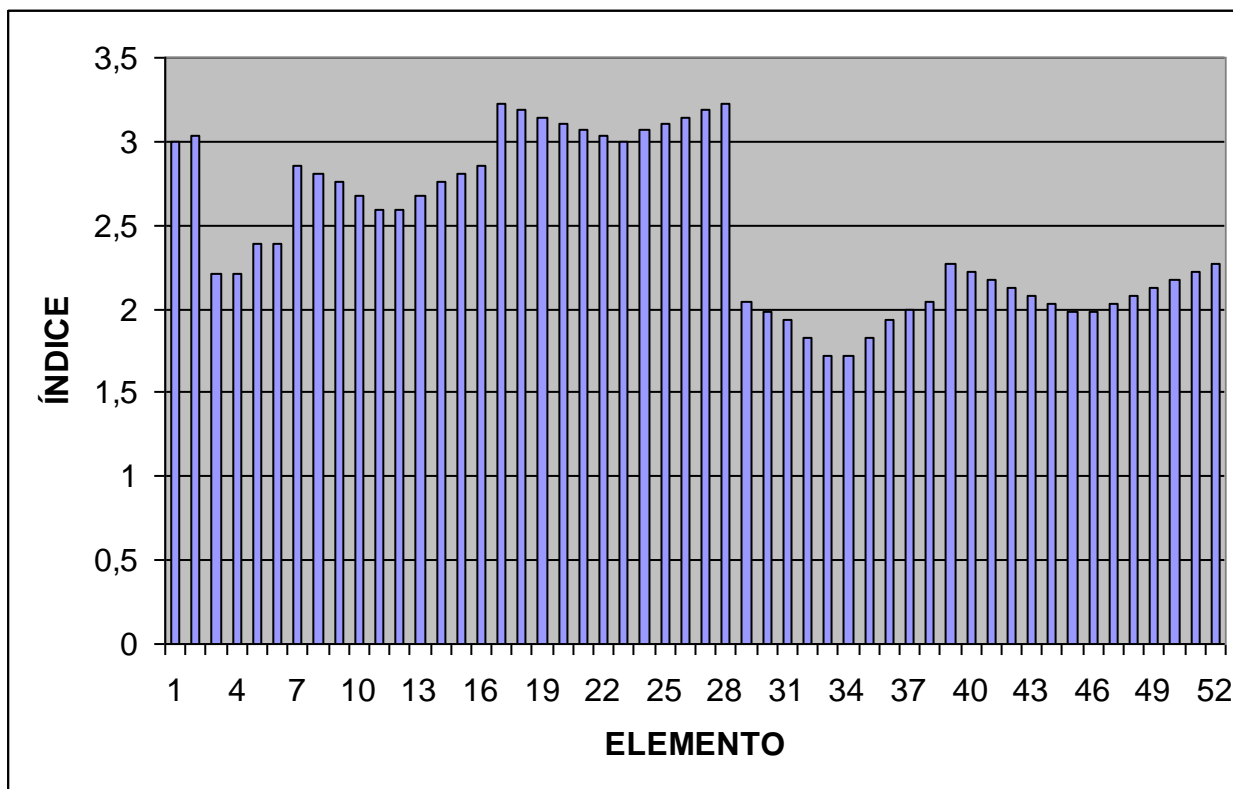


Figura 73. Índice de Flexibilidad por Elemento de la Estructura actual.

4.2.2.2.1.2.6 Paso 10. Índice de flexibilidad de la estructura.

Con respecto a los cálculos realizados y a la figura 73 se puede determinar para cada piso un índice de flexibilidad representativo y a la vez establecer que parte de la estructura se encuentra más afectada por los efectos torsionales.(Ver tabla 27.)

PISO	ELEMENTO	SENTIDO	ÍNDICE DE FLEXIBILIDAD
1	CA14	(X, -Y)	3,226
2	CA14	(X, -Y)	2,273

Tabla 27. Índice de Flexibilidad por Piso.

Con respecto a los resultados de la tabla 26, se puede llegar a la conclusión de que el lado oeste de la edificación es el más afectado por los efectos torsionales. Entonces el índice de flexibilidad de la estructura es de **3,226**, excediendo en un 222,6% a las derivas máximas permitidas por las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente del 98. Esto provocaría un debilitamiento en los elementos no estructurales y falta de rigidez de la estructura ante las fuerzas sísmicas.

4.2.2.2.1.2.7 Paso 11. Análisis de Vulnerabilidad de la estructura actual.

Después de haber determinado los índices de sobreesfuerzo y de flexibilidad de la estructura, es necesario encontrar para cada caso el índice general, que solamente es el inverso de cada valor, el cual determinara la vulnerabilidad de la edificación.

Según lo establecido por el inciso A.10.3.3 de la NSR-98, que consiste en determinar el índice de sobreesfuerzo y de flexibilidad, que permita definir la capacidad de la estructura existente de soportar y responder adecuadamente ante las solicitaciones equivalentes de diseño, tenemos que:

- Luego de haber establecido el índice de sobreesfuerzo de la estructura que es de **5,09**, el inverso de este índice general es de **0,196**, el cual expresa la vulnerabilidad de la edificación actual como una fracción de la resistencia con respecto a una edificación construida bajo las normativas de la NSR-98.
- También se determino el índice de flexibilidad la estructura que es **3,226**, donde su inverso es **0,31**, el cual expresa la vulnerabilidad de la edificación ante eventos sísmicos y representa una fracción de la rigidez de la estructura

actual con respecto a una construida con los requisitos de la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente de 1998.

4.3 ETAPA III: RAHABILITACIÓN ESTRUCTURAL

4.3.1 Criterios para el análisis y el diseño de la Rehabilitación Estructural.

- Establecer los mecanismos necesarios para generar una mayor rigidez de la estructura ante la acción de fuerzas sísmicas, permitiendo así la disminución notable de las derivas (desplazamiento de la estructura en las direcciones principales).
- La rehabilitación estructural seleccionada debe evitar aplicarle la menor carga posible a la estructura, con el fin de mantener equilibrado el sistema de masas y fuerzas laterales.
- Fortalecer cada uno de los elementos estructurales sometidos a fuerzas, brindado así una mayor seguridad para el desarrollo de las actividades académicas y de igual manera garantizar la vida del personal universitario.

- Evitar que aquellos elementos estructurales que absorben demasiada carga, sean liberados notablemente.
- Dentro de la rehabilitación estructural se busca utilizar el menor número de elementos estructurales posible, para no dañar la uniformidad de la edificación, es decir conservar lo mas posible la arquitectura del Bloque III de la Universidad del Magdalena sin alterar los espacios internos para la cual esta siendo utilizado.
- Convertir a la edificación del Bloque III en un plantel educativo seguro y confiable para la comunidad de la Universidad del Magdalena.

4.3.2 Descripción del Reforzamiento Estructural.

Para establecer el tipo de reforzamiento estructural, es necesario tener presente los resultados obtenidos en el análisis inelástico de la edificación actual, como primera medida se determinaron cuales eran los elementos que no cumplían con lo establecido en las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo

Resistente del 98, para se reforzados y se dimensionaran dichos elementos, garantizando un buen comportamiento global de la estructura, buscando que los elementos existentes no estuvieran fuera de los rangos admisibles de disipación de energía.

Dentro del análisis se pudo establecer que los elementos estructurales de la pasarela absorben una gran cantidad de momento, por tal razón fue necesario transformar las vigas acarteladas y las columnas trapezoidales a secciones rectangulares con el fin de que no absorbieran demasiada carga que le generara grandes momentos.

Para controlar las derivas, se opto por instalar riostras a la estructura, se realizaron varios modelos en los cuales se establecían posiciones a las riostras, luego de varios intentos las riostras que no generaban derivas razonables quedaron ubicadas en el pórtico A entre los ejes de referencia 1-3 y 12-14, y a su vez en los ejes 1 y 14 en el primer y segundo piso; es decir, entre las columnas CA1-CB1, CA14-CB14 del primer piso y las columnas CA1-CB1, CA14-CB14 del segundo piso. El tipo de riostra utilizada para las ubicadas en el pórtico A fue un perfil **HE 180-A** y para las ubicadas en el eje 1 y 14 un perfil **HE 220-A**. (Ver figuras 74 y 75)

En aquellos elementos estructurales fue necesario encamisar y reforzar para cumplir con las condiciones de diseño.

➤ **Vigas de Entrepiso:**

En el caso de las vigas de entrepiso se cambio la sección actual de 20x65 cm. a una de 30x75 cm. para controlar los índices generado por flexión y cortante; para las vigas **V2, V3, V4, V8, V9, V11, V12, V13 Y VA(8-9)** se reforzaron por cortante en ciertas longitudes en los cuales el refuerzo por cortante actual no era suficiente para soportar las cargas, la cual impedía un funcionamiento normal del elemento; con respecto a las vigas sometidas a flexión se reforzaron las vigas **V1, V14, VA(1-2), VB(7-8)** y las vigas **V7 y V8** de la pasarela, las cuales se reforzaron en los puntos en los cuales se generaban mayor índice, el cual dependía del momento en acción. Las vigas de pasarelas pasaron de ser acarteladas elementos rectangulares de 30x65 cm. (Ver figura 76)

➤ **Vigas de Cubierta:**

Se encamisaron las vigas cambiando de una sección actual de 20x50 cm. a 30x65 cm. para la flexión positiva y sección de 30x60 cm. para cortante. La viga **V14** se

reforzó a cortante a una longitud de 1,5m en los extremos del elemento; las vigas **V1** y **V14** se reforzaron positivamente a flexión, y las vigas **V2**, **V13** en los dos primeros tramos, la viga **VB** entre los ejes 1-2, 2-3, 7-8, 12-13, 13-14 se le colocó refuerzo debido al momento negativo en algunas secciones del elemento.

➤ **Columnas:**

Se encamisaron las columnas **CA2** y **CA13** en ambos pisos, con un cambio de sección de 100 x 20 cm. a 100 x 30 cm. En los pórticos de pasarela se intervinieron las columnas **CC7** y **CC8** las cuales actualmente son trapezoidales y se convirtieron a secciones rectangulares de 100 x 30 cm. (Ver figuras 74 y 76)

➤ **Cimentación:**

Con los cambios ocasionados a la estructura y principalmente a la colocación de las riostras, fue necesario recalcar y reforzar las zapatas de **Tipo 4** que se encuentran denominadas como zapatas **ZA1** y **ZA14**, variando su sección de la siguiente forma su b de 0,90 m cambio a 1,5 m.

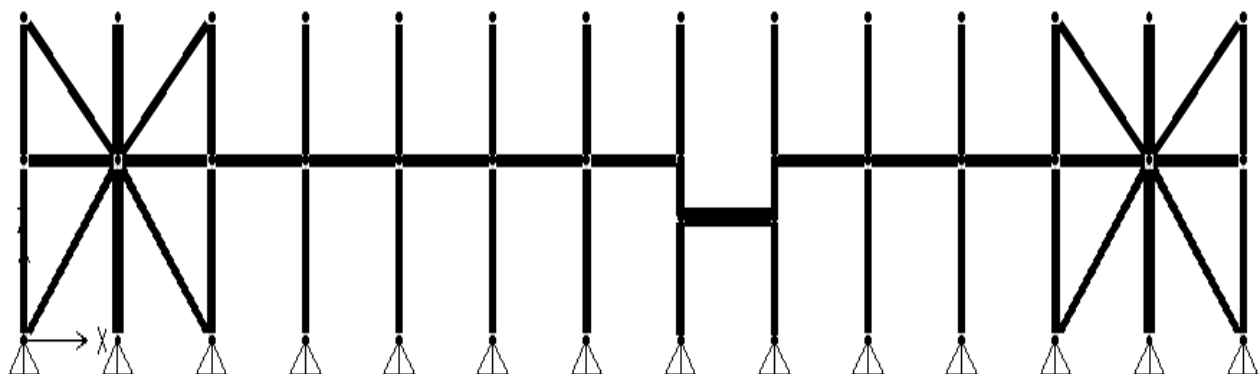


Figura 74. Pórtico A reforzado con riostras y encamisado de columnas

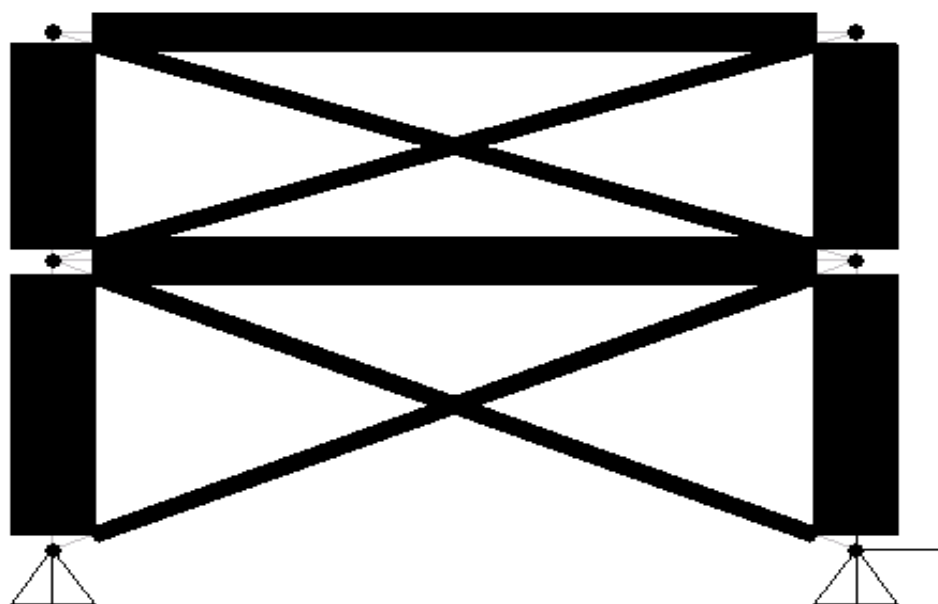


Figura 75. Pórtico 1 y 14 reforzado con riostras

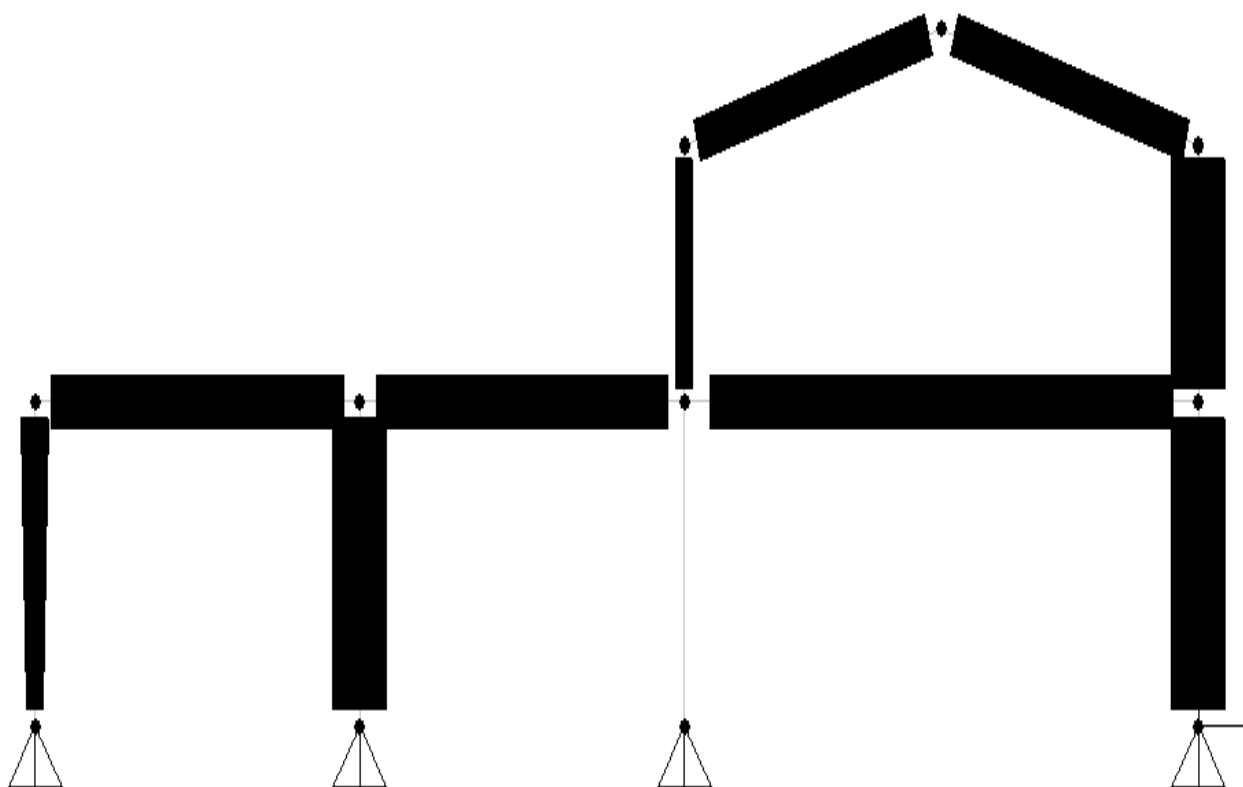
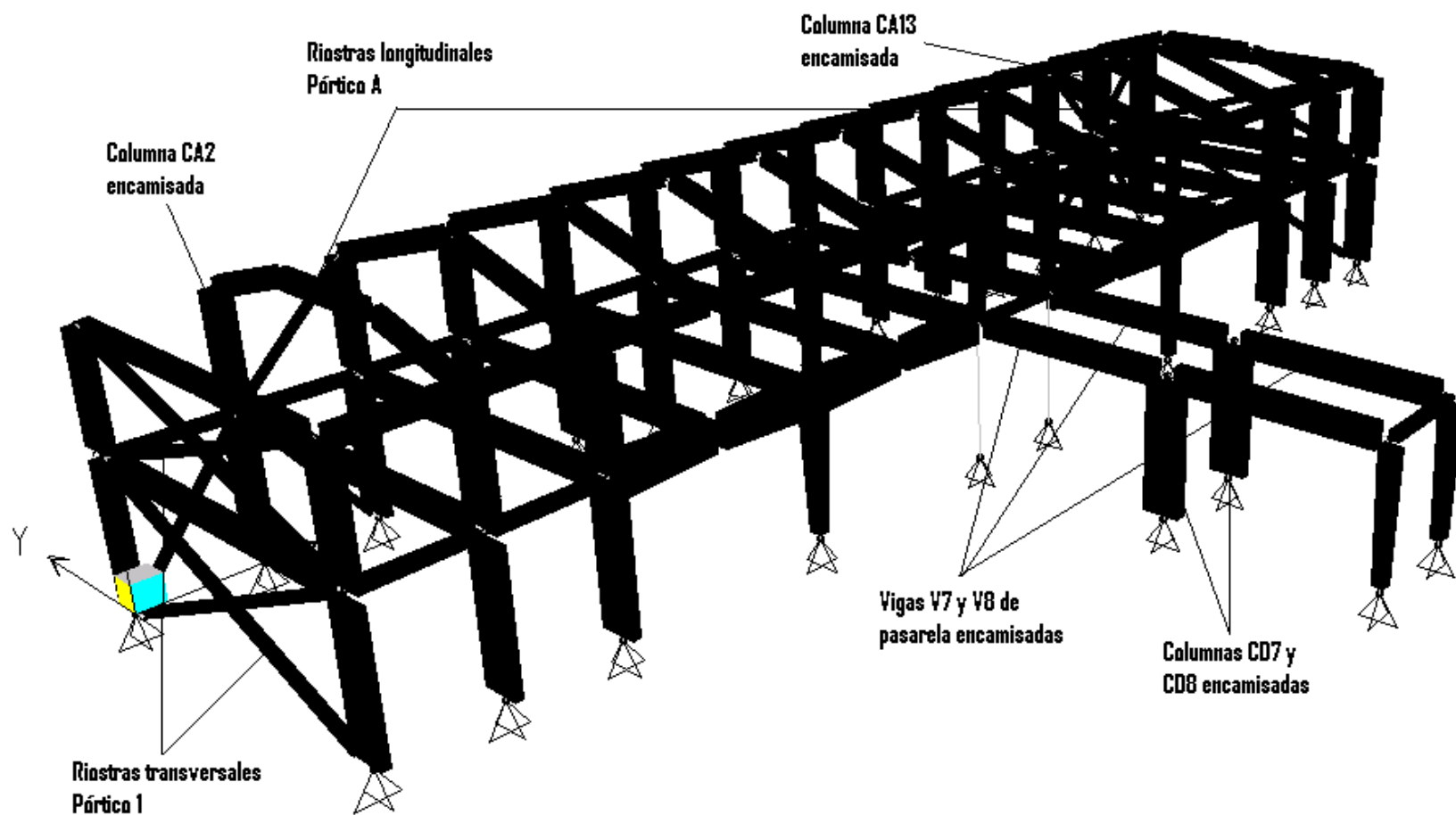


Figura 76. Pórtico de pasarela encamisado de vigas y columnas



**Figura 77. Modelo Tridimensional de la Estructura del
Bloque III Reforzada**

4.3.2.1 Materiales empleados:

- Para las riostras empleadas en el modelo de reforzamiento se tiene las siguientes propiedades:

Acero ASTM A-36

$$F_y = 2530 \text{ Kg./cm}^2$$

$$\text{Módulo de elasticidad del acero } E = 2000000 \text{ Kg./cm}^2$$

- Para las columnas encamisadas se tienen los siguientes materiales:

$$\text{Concreto: } f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Acero de refuerzo: } F_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ para } \Phi \leq 3/8''$$

$$F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ para } \Phi > 3/8''$$

El módulo de elasticidad del concreto se determinó a partir de su resistencia a compresión, medida en campo ($f'_c = 21 \text{ MPa}$), empleando lo reglamentado en el inciso C.8.5.4.1 de la NSR-98 que consiste en la ausencia de un valor experimental de E_c , o cuando no se disponga del valor de la masa unitaria del

concreto; para nuestro caso se tomó el valor medio para toda la información experimental nacional, al no distinguirse el tipo de agregado, entonces tenemos:

$$E_c = 3900 (f'_c)^{1/2} \text{ en MPa}$$

$$E_c = (3900) (210)^{1/2}$$

$$E_c = 17872,04 \text{ MPa}$$

$$E_c = 178720,45 \text{ Kg./cm}^2$$

4.3.2.2 Clasificación del Sistema Estructural.

El sistema estructural de la edificación esta conformado por pórticos resistentes a momento con una capacidad de disipación de energía moderada (DMO). El coeficiente de capacidad de disipación de energía esta determinado por:

$$R = \Phi_a \times \Phi_p \times R_o$$

donde;

R = Coeficiente de capacidad de disipación de energía

Φ_a = Irregularidad en altura

Φ_p = irregularidad en planta

R_o = Coeficiente de capacidad de disipación de energía básico

Los valores correspondientes se calcularon de acuerdo a lo establecido en la norma NSR-98 y a las características de la edificación. Como el sistema estructural es de tipo pórtico, con una capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y amenaza sísmica intermedia se tiene que $R_o = 5.0$ (Tabla A3.3 NSR-98), no se encontró irregularidad en altura por lo tanto $\Phi_a = 1.0$ y se tiene irregularidad en planta debido a retroceso en las esquinas, entonces tenemos que $\Phi_p = 0.9$ (ver figura 16).

4.3.2.2.1 Revisión de irregularidad torsional.

La revisión consiste en determinar la irregularidad torsional en ambos pisos entre las esquinas, como se podrá observar en la tabla 28.

PISO	EJE	Δ_1 (cm.)	Δ_2 (cm.)	$1,2[(\Delta_1 + \Delta_2)/2]$	DERIVA Δ_1	DERIVA Δ_2
1	A	0,418	0,412	0,498	CA1	CA14
	B	0,449	0,449	0,539	CB1	CB14
	1	0,449	0,418	0,520	CB1	CA1
	14	0,449	0,412	0,517	CB14	CA14
2	A	0,226	0,226	0,271	CA1	CA14
	B	0,244	0,244	0,293	CB1	CB14
	1	0,244	0,226	0,282	CB1	CA1
	14	0,244	0,226	0,282	CB14	CA14

Tabla 28. Calculo de irregularidad torsional en las esquinas

Como se observa en la tabla 28, los valores de las derivas en las esquinas son menores que el valor determinado por $1,2[(\Delta_1 + \Delta_2)/2]$, luego la estructura no tiene irregularidad torsional. Con respecto a lo anterior tenemos que el coeficiente de capacidad de disipación de energía es:

$$R = \Phi_a \times \Phi_p \times R_o$$

$$R = (1) (0,9) (5)$$

$$R = 4.5$$

4.3.2.2.2 Combinación de Cargas.

Las combinaciones de carga utilizadas para el diseño de las riostras son las mencionadas en el inciso B.2.5.2 de la NSR-98, donde especifican que para estructuras de acero, sus componentes y su cimentación deben diseñarse de tal manera que sus resistencias de diseño excedan los efectos de las cargas mayoradas de acuerdo con las siguientes combinaciones:

- 1) 1,4 CM
- 2) 1,2 CM + 1,6 CV
- 3) 1,2 CM + 0,5 CV + 1,3 W
- 4) 1,2 CM + 0,5 CV + 1,0 Esp.

4.3.2.3 Modelo de la Estructura Rehabilitada

El diseño de este modelo es similar al modelo actual, con la única diferencia que a este nuevo modelo de rehabilitación se le colocaron las riostras sobre los pórticos anteriormente mencionados y las modificaciones en secciones de algunos elementos estructurales. Los resultados obtenidos fueron gracias a un análisis pseudo estático y dinámico espectral. A continuación se presentan las nuevas secciones utilizadas en el modelo de rehabilitación del Bloque III de la Universidad del Magdalena. (Ver tabla 29.)

ELEMENTO SECCIÓN	ÁREA (cm ²)	RADIO DE GIRO		MOMENTO DE INERCIA		ÁREA A CORTANTE	
		R3-3 (cm)	R2-2 (cm)	I3-3 (m ⁴)	I2-2 (m ⁴)	A2 (cm ²)	A3 (cm ²)
HE 180-A	45,3	7,44	4,52	0,251E4	0,925E3	10,3	28,5
HE 220-A	61,6	9,18	5,63	0,518E4	0,195E4	14,7	40,3
CR 100X30	3000	8,66	28,87	0,205E7	0,2256	25,0	25,0
VR 30X60	1800	17,32	8,66	0,540E6	0,135E6	15,0	15,0
VR 30X65	1950	18,76	8,66	0,687E6	0,146E6	16,3	16,3
VR 30X75	2250	21,65	8,66	0,105E7	0,169E6	18,8	18,8

Tabla 29. Secciones utilizadas en el refuerzo (rehabilitación).

4.3.2.3.1 Análisis dinámico.

El análisis utilizado en este modelo fue el **Eigenvectors** manteniendo las mismas características del modelo sin reforzar, considerando dentro de este análisis los efectos de torsión accidental para así obtener las derivas generadas por las fuerzas sísmicas, por lo cual fue necesario ajustar los centros de gravedad de las masas para el entrepiso como la cubierta; es decir, en cada piso con respecto a las dos direcciones horizontales principales X y Y. (Ver tabla 30.) Dentro del análisis se obtuvo como resultado las características principales del análisis dinámico, como son los periodos de cada modo de vibración, la cual involucra la participación de las masas en cada dirección y su tipo de movimiento. (Ver tabla 31.)

ENTREPISO	U1	U2	X	Y	-X	-Y
X	19,50117	19,50117	21,47117	19,50117	17,5311	19,50117
Y	-6,17319	-6,17319	-6,17319	-6,69819	-6,17319	-5,64819
Z	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9
CUBIERTA	U1	U2	X	Y	-X	-Y
X	19,5	19,5	21,47	19,5	17,53	19,5
Y	-4,96345	-4,96345	-4,96345	-5,51345	-4,96345	-4,41345
Z	7,36054	7,36054	7,36054	7,36054	7,36054	7,36054

Tabla 30. Coordenadas del Centro de Masa de la estructura rehabilitada.

MODO	PERIODO	TIPO DE MOVIMIENTO
1	0,3365	Longitudinal
2	0,2739	Transversal
3	0,1734	Torsional
4	0,1221	Longitudinal
5	0,1052	Longitudinal
6	0,1041	Algunos Elementos
7	0,0762	Torsional
8	0,0787	Tranversal
9	0,0771	Algunos Elementos

Tabla 31. Características de cada Modo de Vibración para la estructura reforzada.

Como se puede observar el periodo fundamental de la estructura bajo a 0,3365 seg., produciendo un movimiento longitudinal, provocando así una mayor aceleración, con capacidad de disiparla, debido al reforzamiento que posee la estructura. A continuación observaremos los movimientos que genera la estructura debido al periodo. (Ver figuras 78-86.)

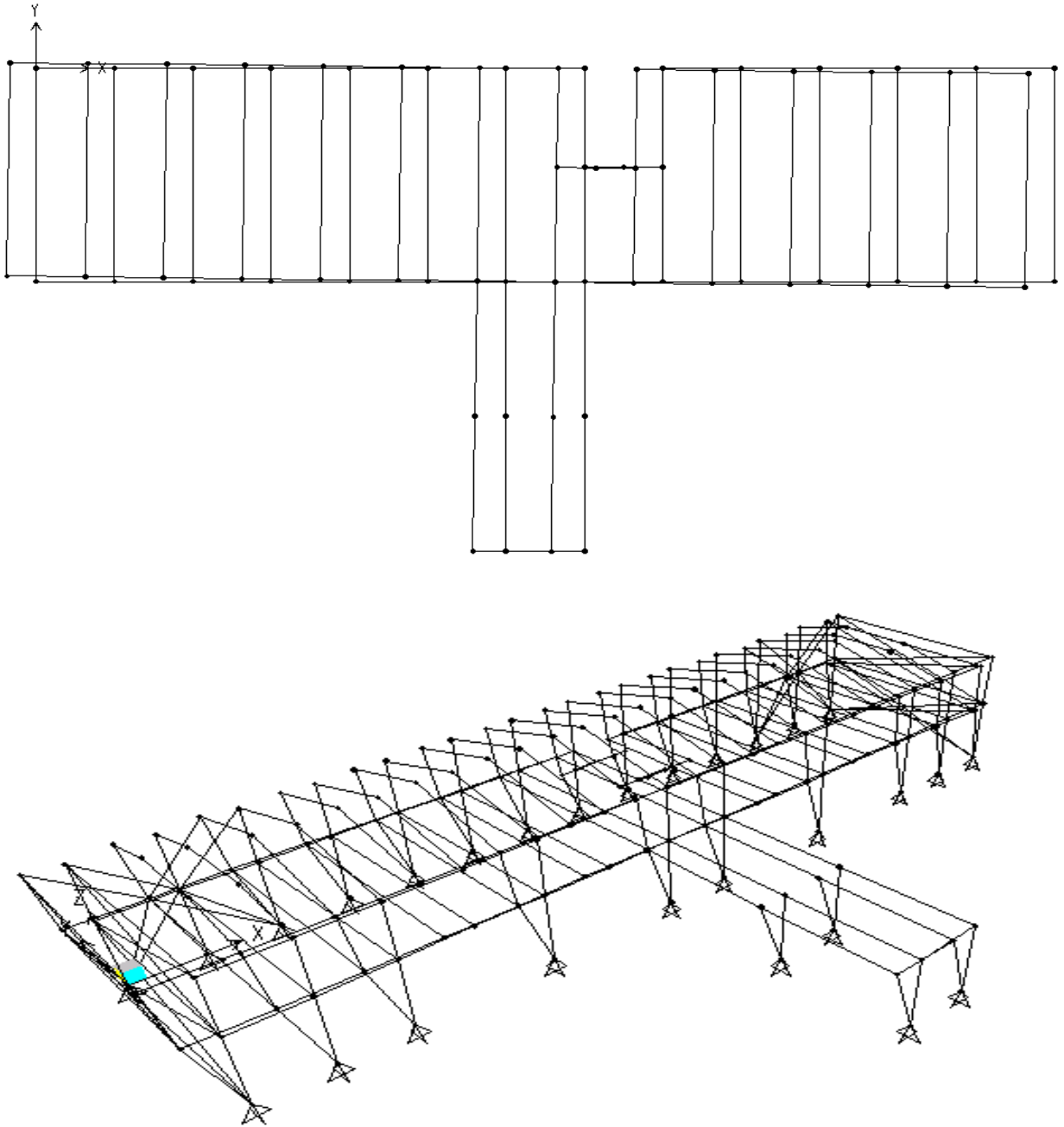


Figura 78. Diagramas del modo 1. Reforzado.

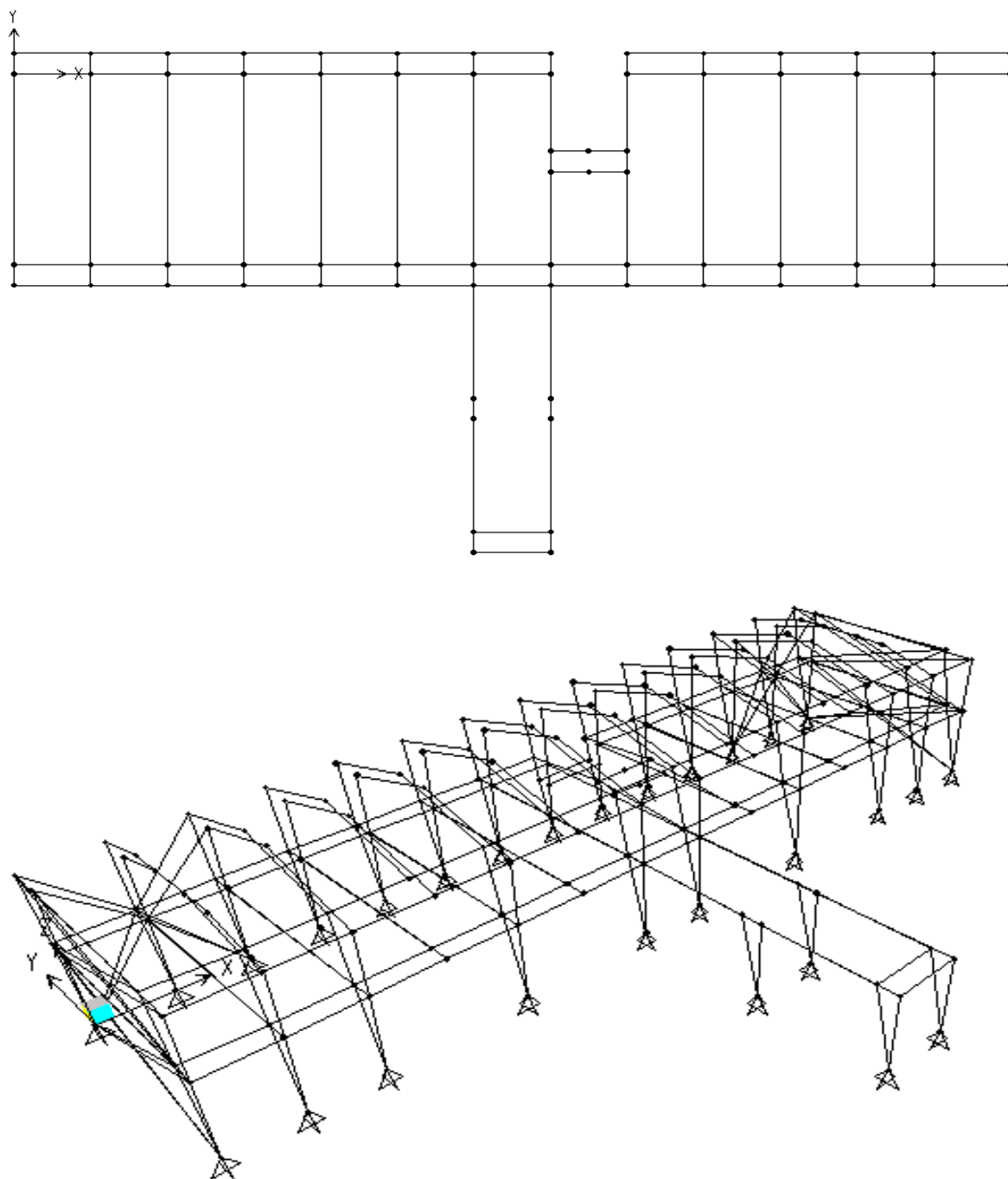


Figura 79. Diagramas del modo 2. Reforzado.

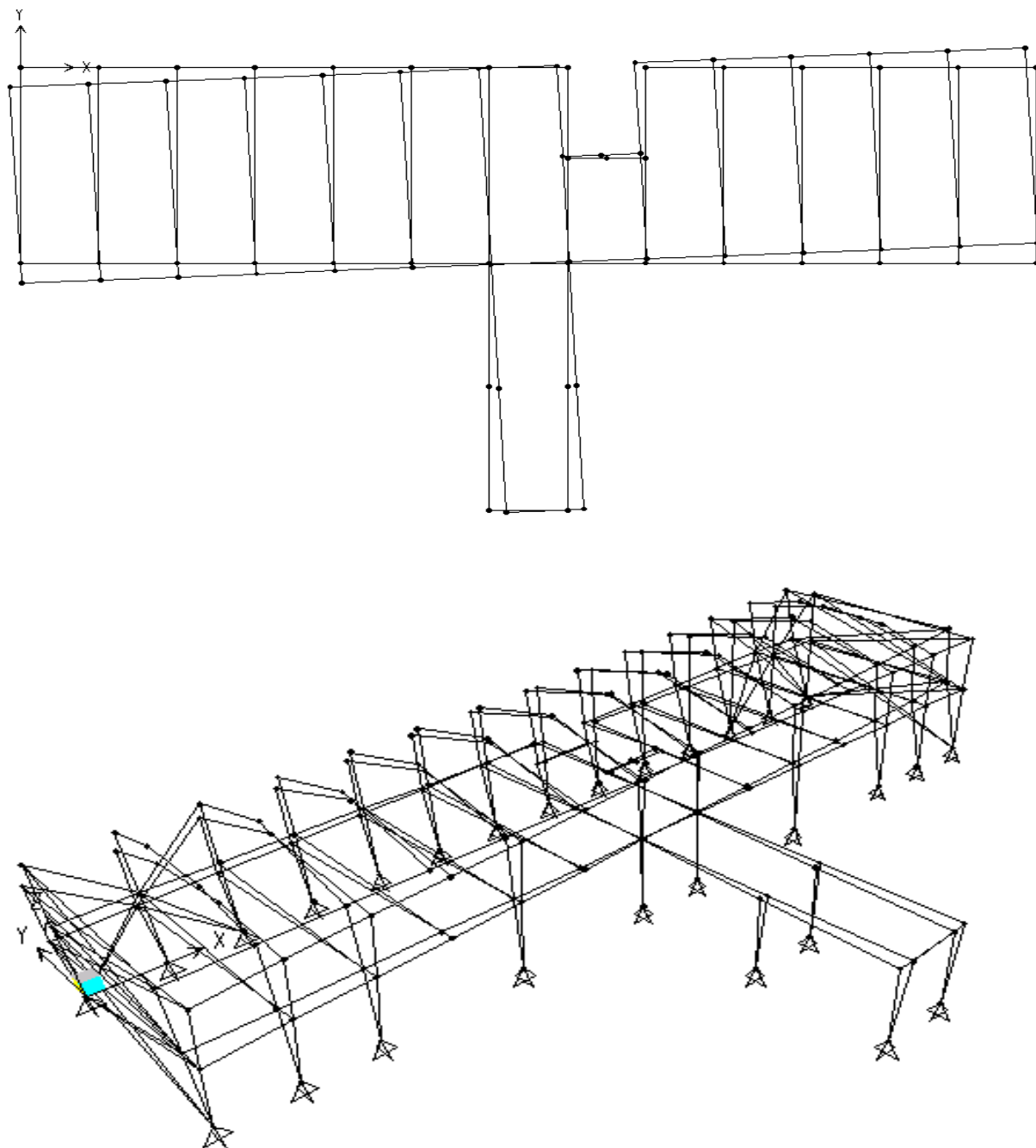


Figura 80. Diagramas del modo 3. Reforzado.

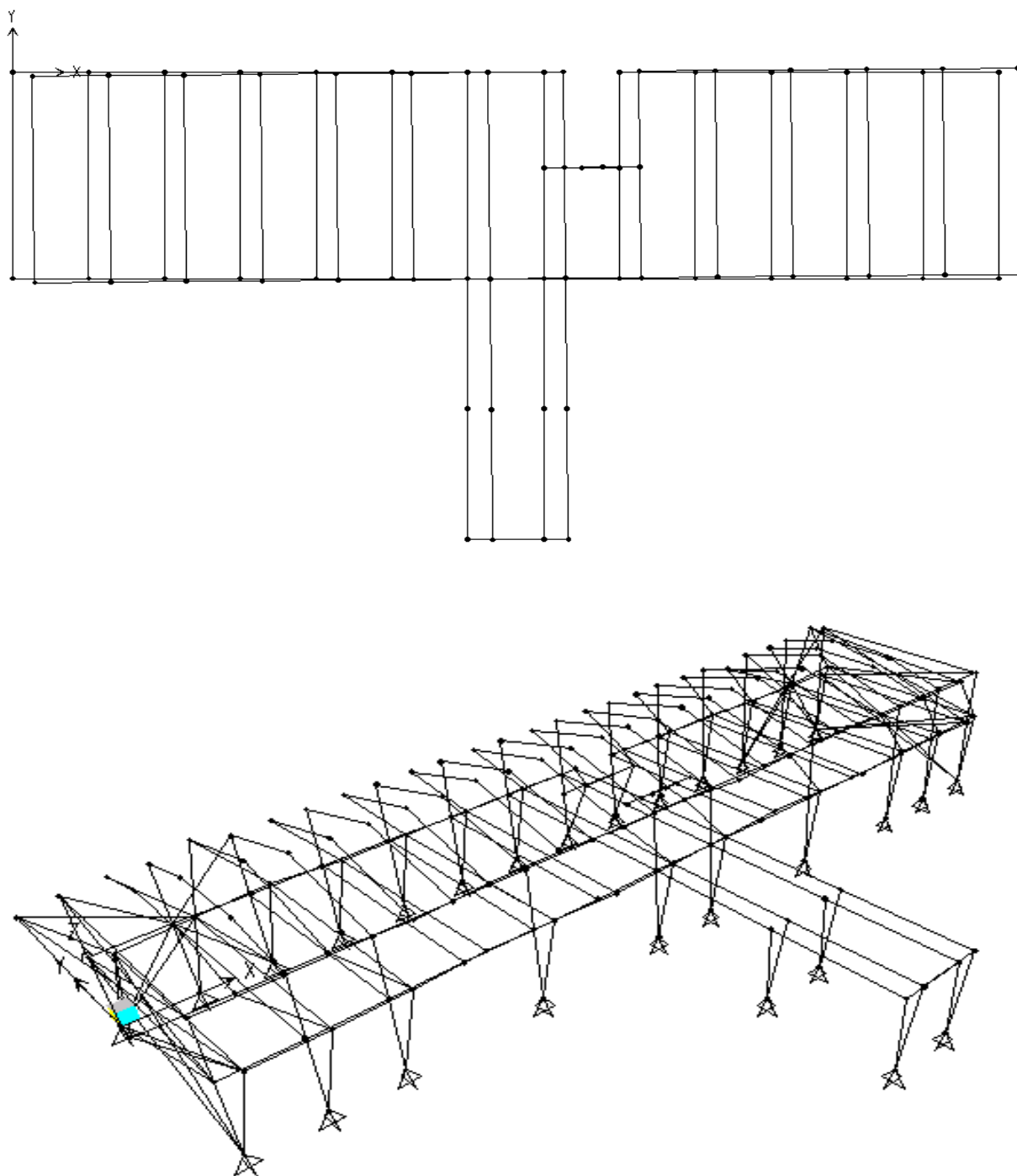


Figura 81. Diagramas del modo 4. Reforzado.

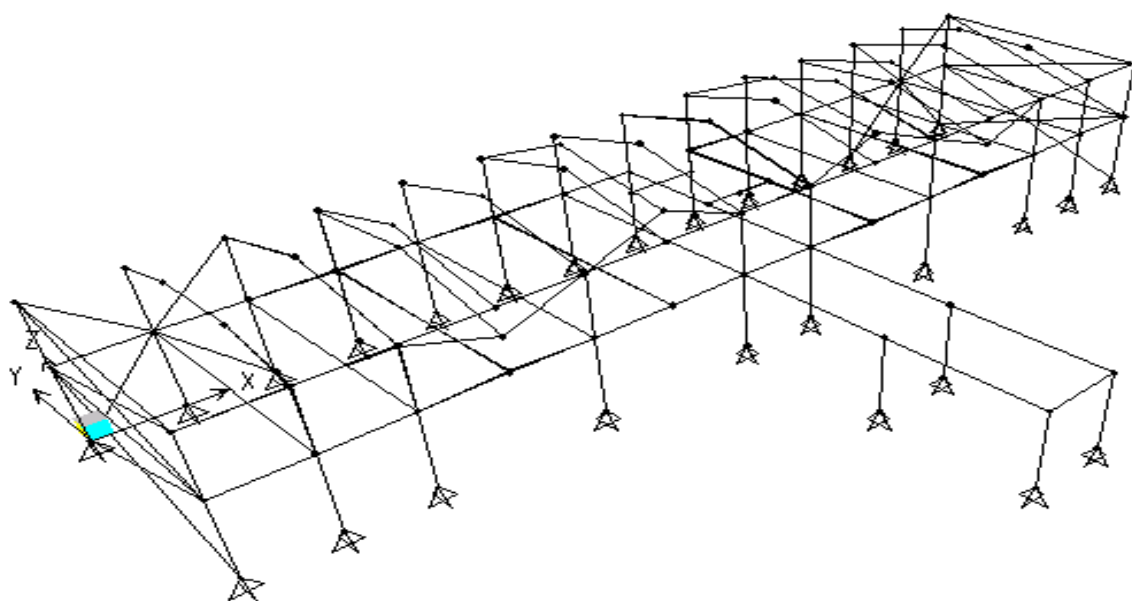


Figura 82. Diagrama del modo 5. Reforzado.

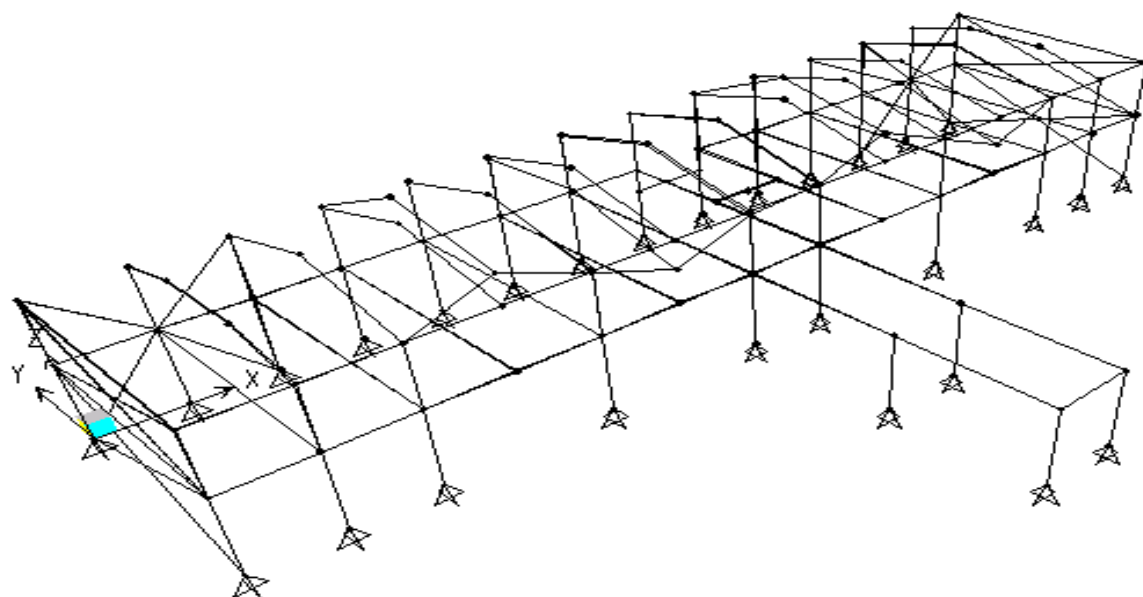


Figura 83. Diagrama del modo 6. Reforzado.

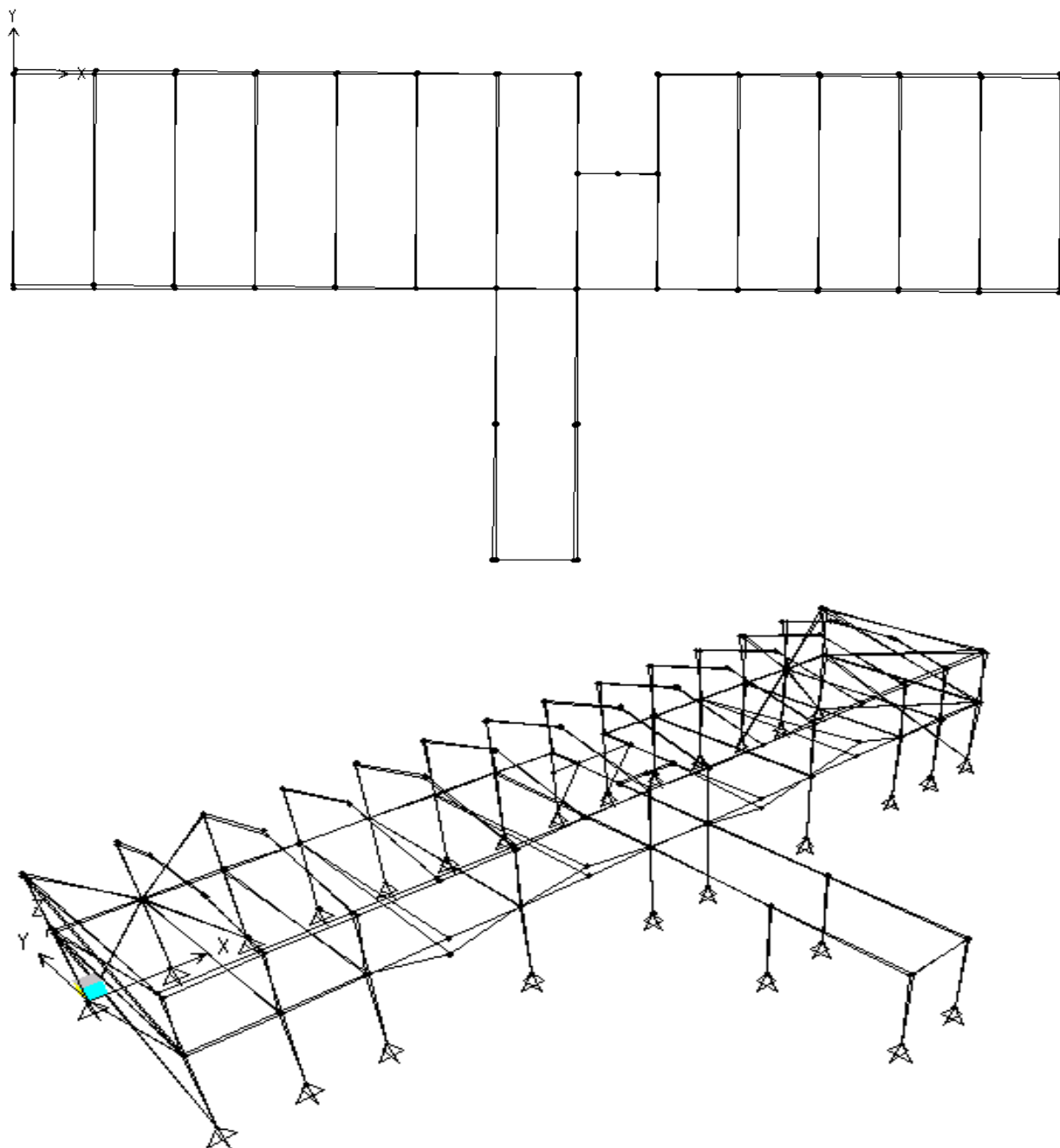


Figura 84. Diagramas del modo 7. Reforzado.

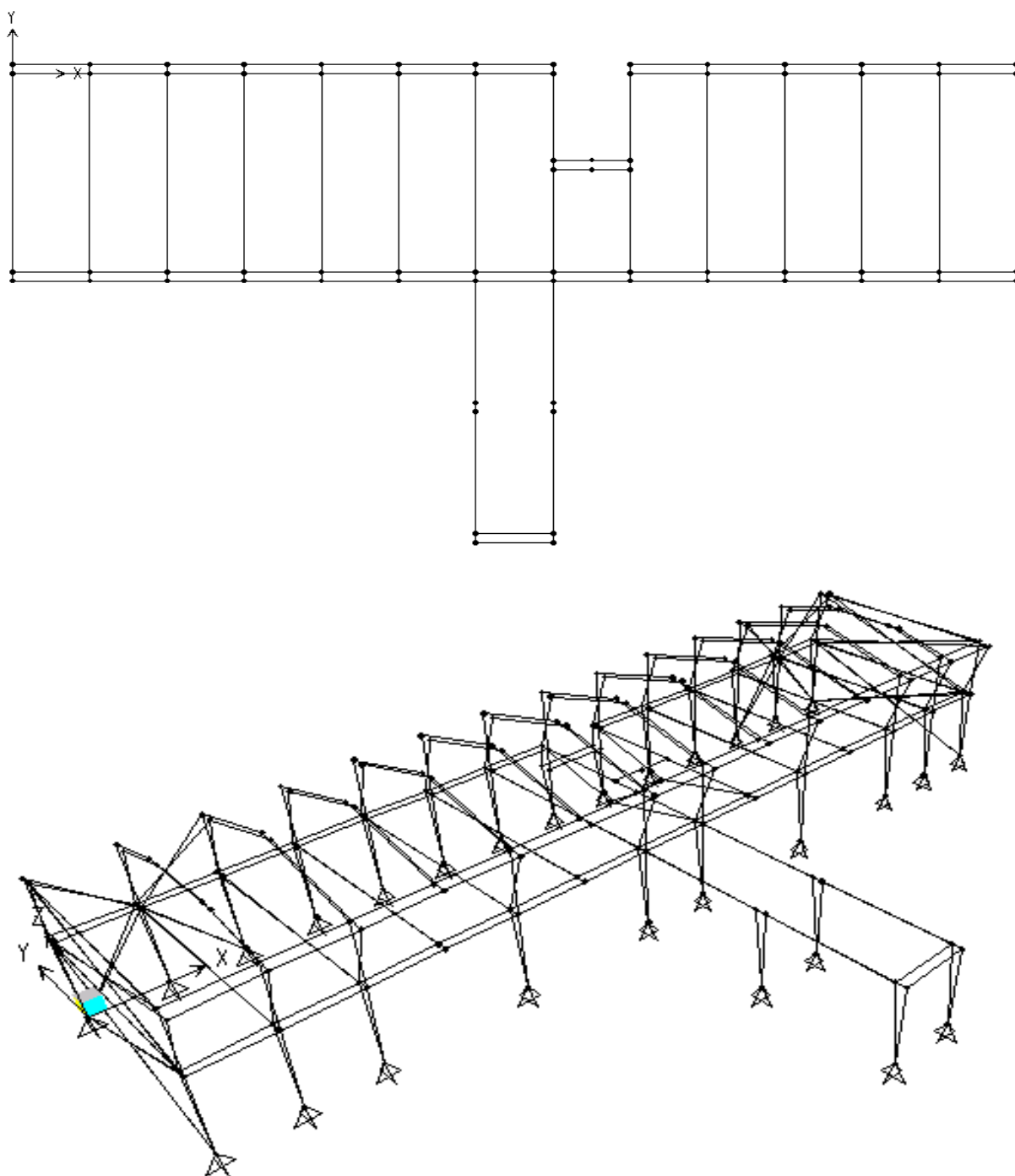


Figura 85. Diagramas del modo 8. Reforzado.

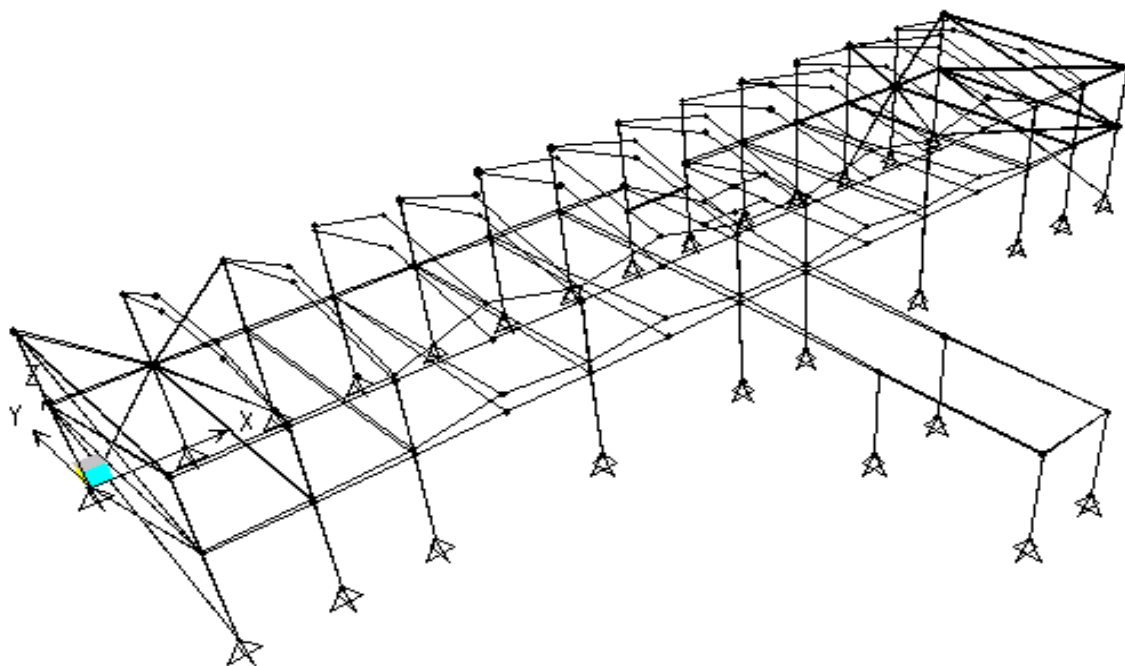


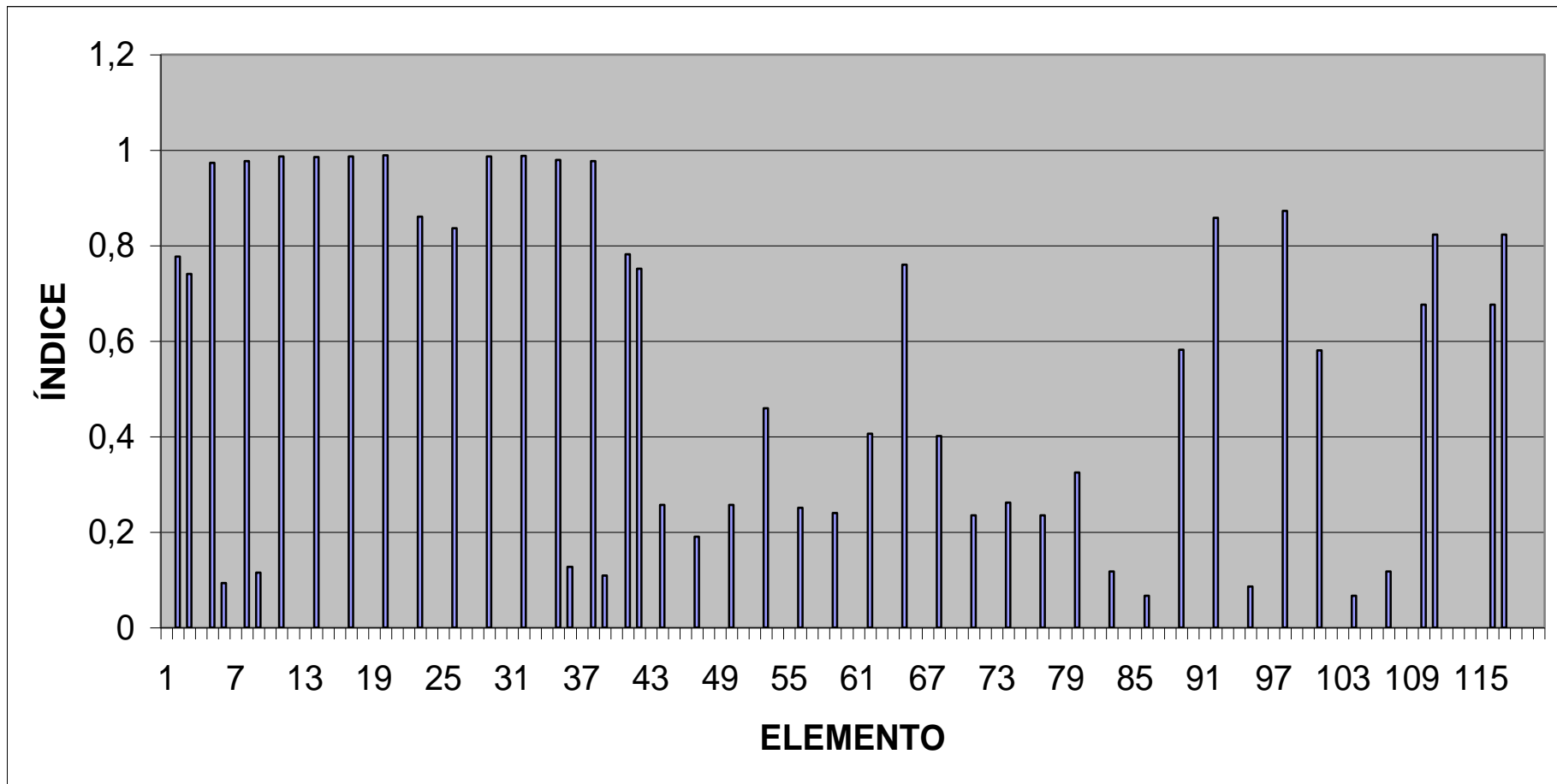
Figura 86. Diagrama del modo 9. Reforzado.

4.3.3 Índice de sobreesfuerzo.

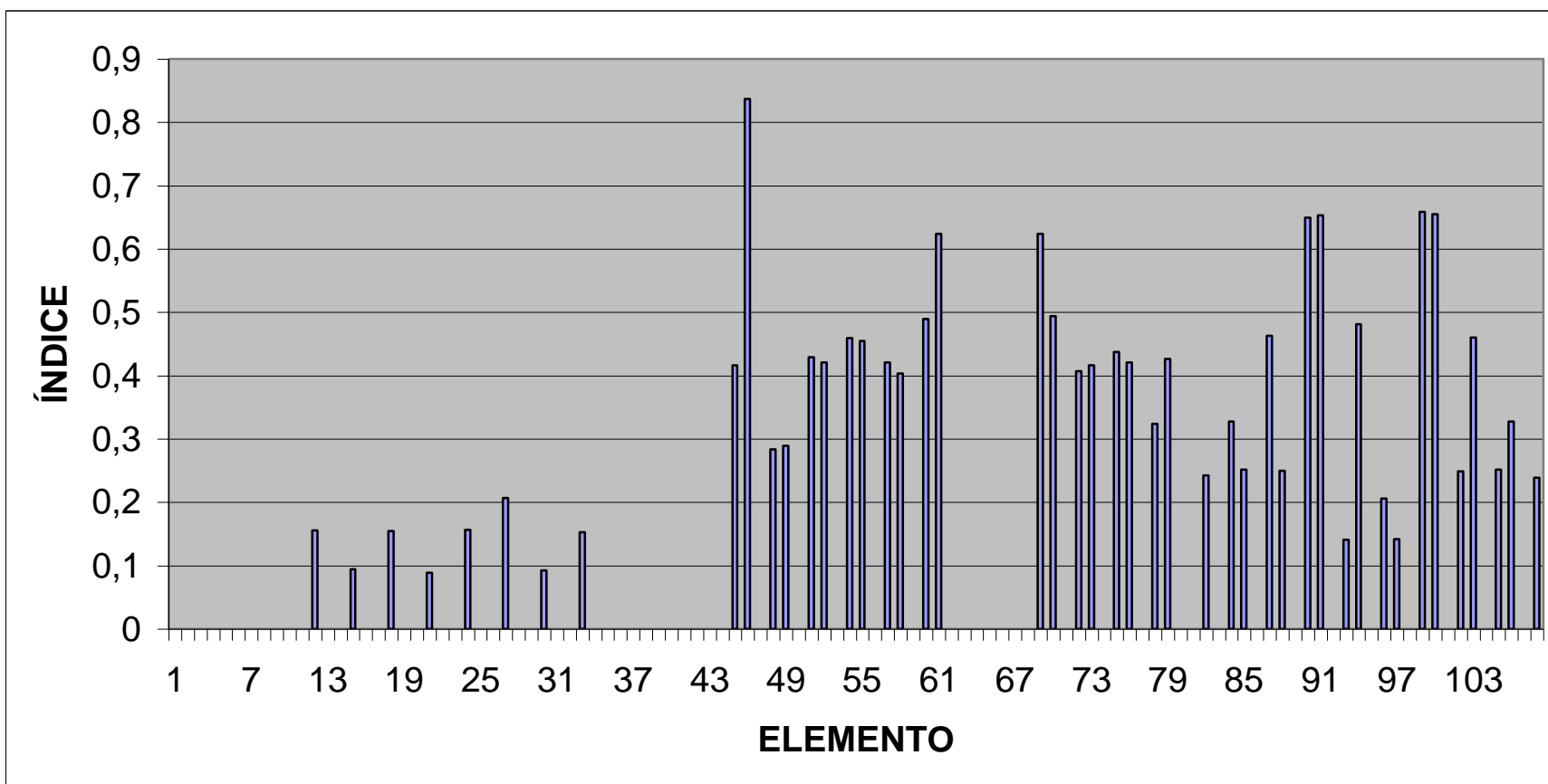
Este índice fue calculado para todos los elementos de la estructura y la estructura en general, la cual nos arrojó los siguientes resultados:

4.3.3.1 Índice de sobreesfuerzo en vigas.

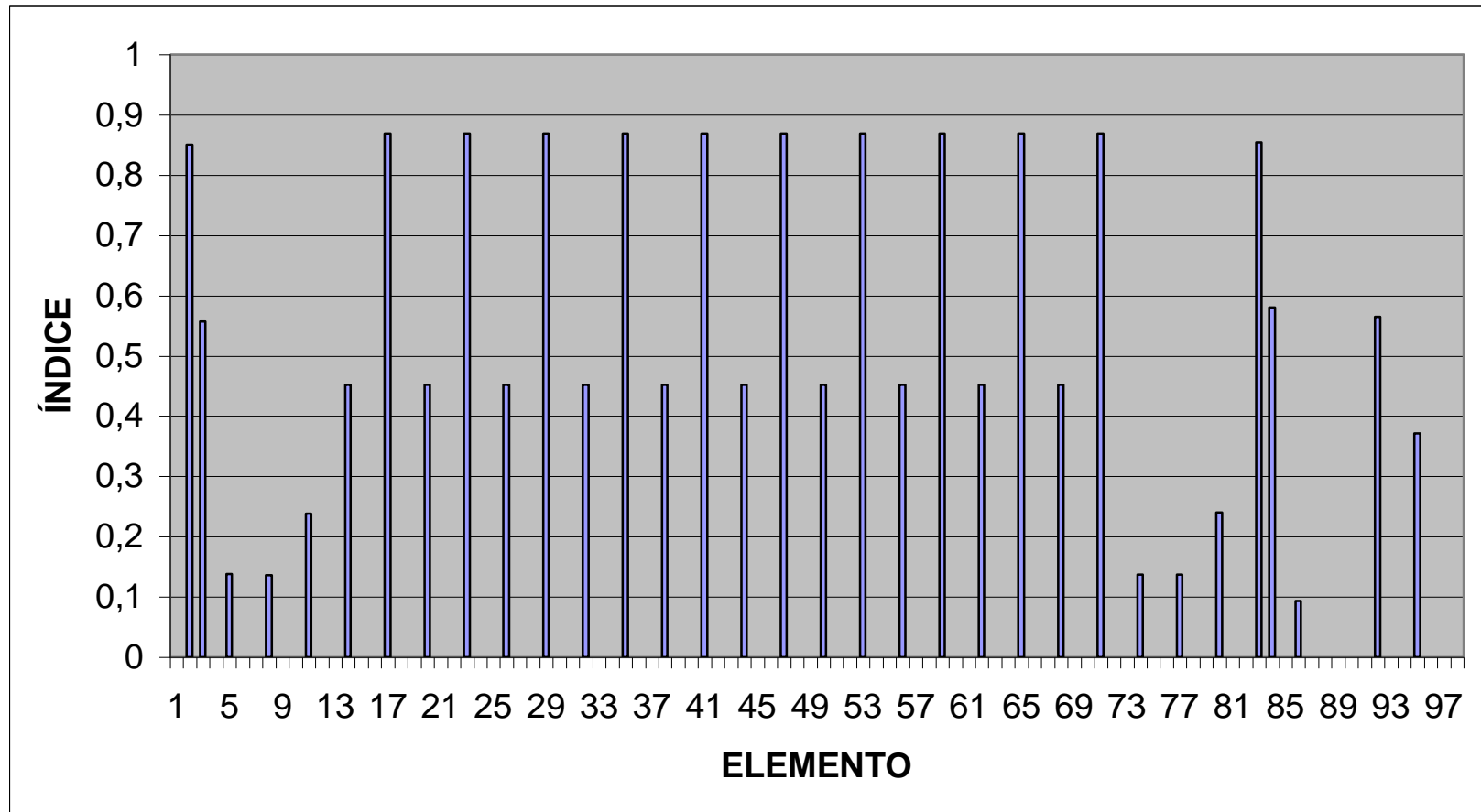
Se determinaron los índices de las vigas con respecto al refuerzo a flexión y cortante, lo cual se puede observar detalladamente en los siguientes gráficos.



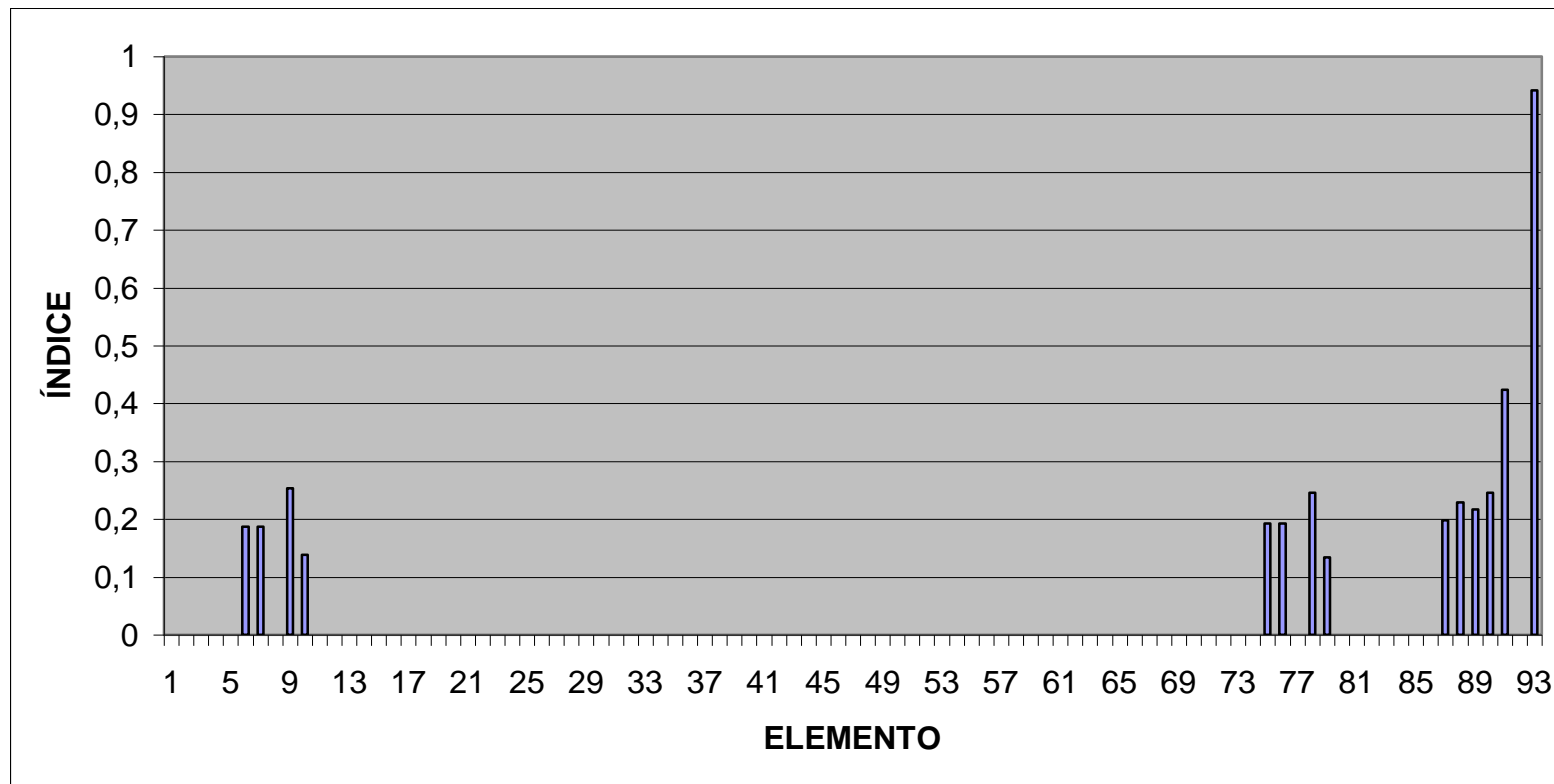
**Figura 87. Grafica de Índice de Sobreesfuerzo a Flexión
Positiva en Vigas-reforzadas de Entrepiso.**



**Figura 88. Grafica de Índice de Sobre esfuerzo a Flexión
Negativa en Vigas-reforzadas de Entrepiso.**



**Figura 89. Grafica de Índice de Sobreesfuerzo a Flexión
Positiva en Vigas-reforzadas de Cubierta.**



**Figura 90. Grafica de Índice de Sobreesfuerzo a Flexión
Negativa en Vigas-reforzadas de Cubierta.**

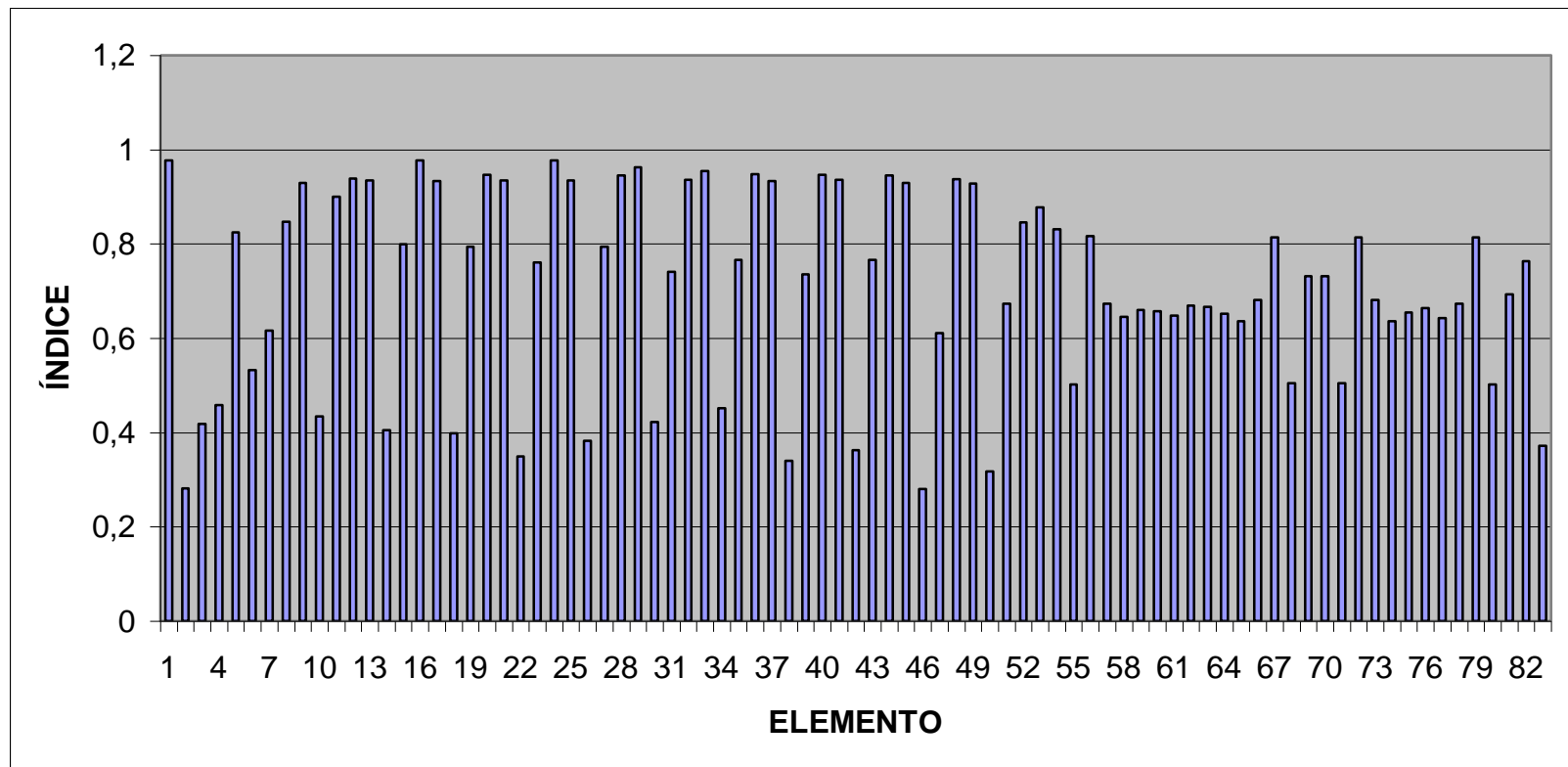


Figura 91. Grafica de Índice de Sobre esfuerzo a Cortante en Vigas-reforzadas de Entrepiso.

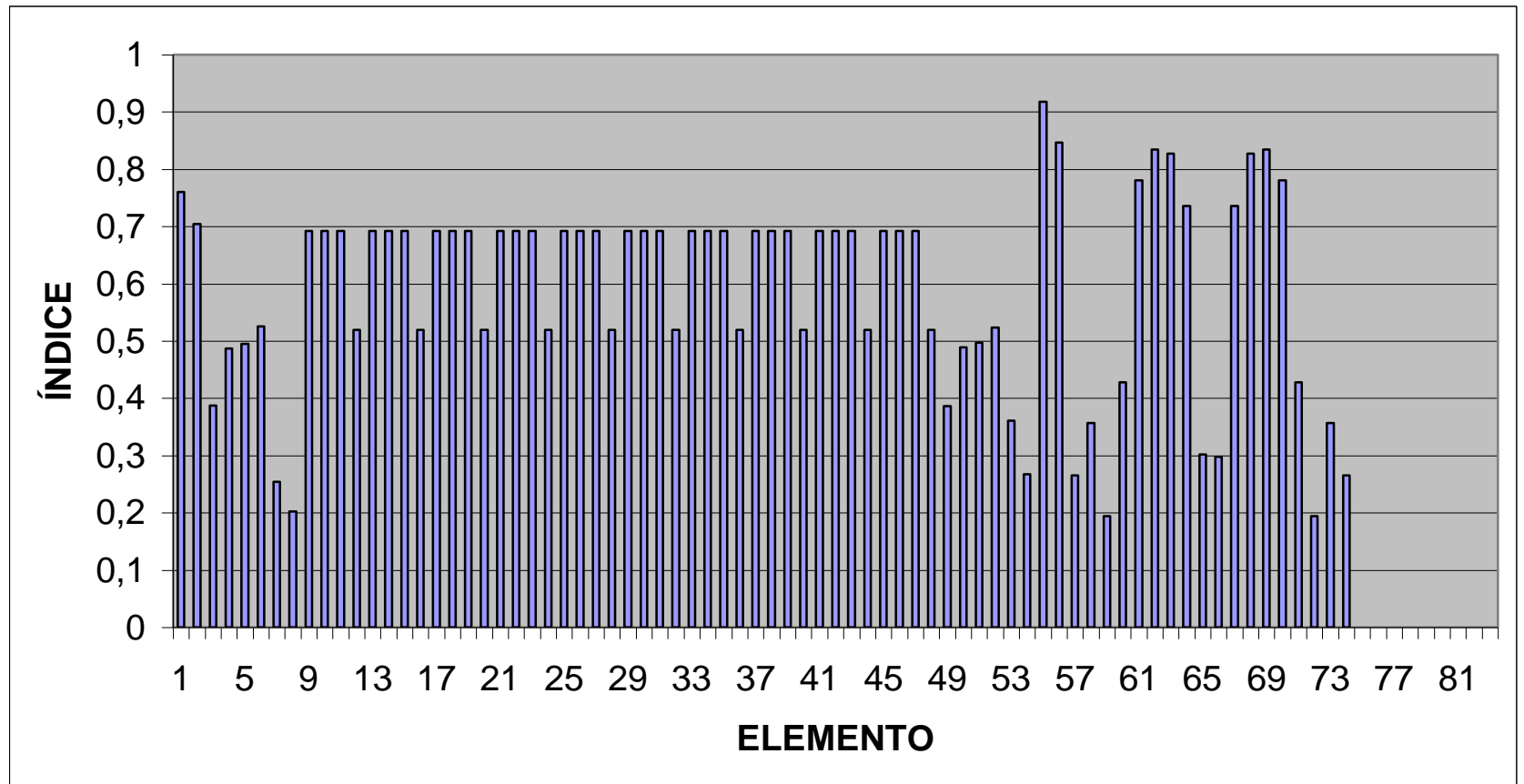


Figura 92. Grafica de Índice de Sobreefuerzo a Cortante en Vigas-reforzadas de Cubierta.

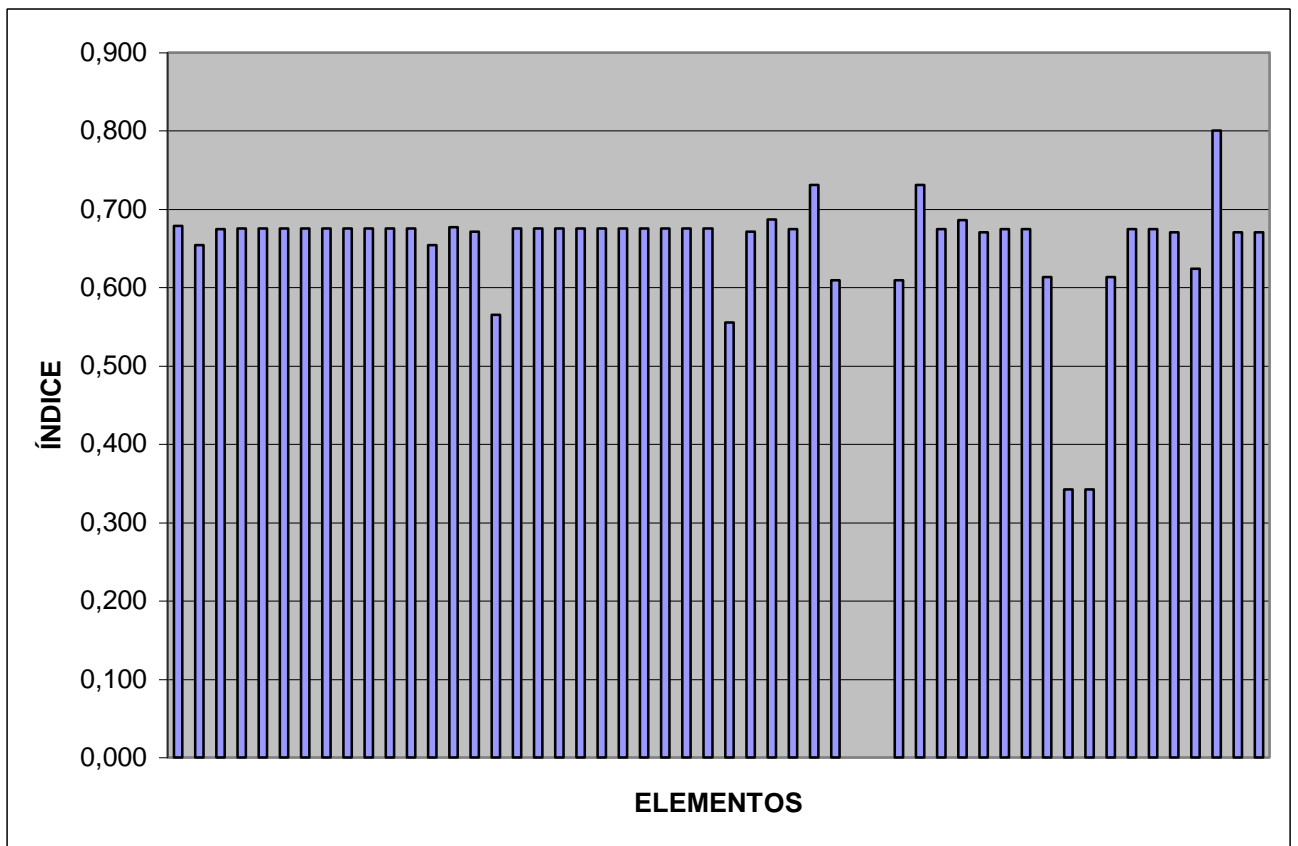
Como se puede apreciar en las graficas anteriores, se tiene que el índice mas alto entre las vigas es de **0,99** a flexión positiva (Mu^+) y dicho índice se presenta en las vigas de entrepiso **V4, V5, V6, V7, V10** y **V11** en el centro de la luz de viga ($L/2$). El análisis para las vigas a flexión se llevo a cabos en secciones de longitudes de **0, $L/2$, L**, para un mejor estudio.

Con respecto a las vigas sometidas a cortante se tiene que en la estructura reforzada el índice mas alto es de **0,98** y se presenta en las vigas de entrepiso **V1** en su tramo inicial desde 0 a 2,25 m, y las vigas **V4**, y **V6** en su tramo final desde 7,58 a 9,5 m. Este análisis se desarrollo por tramos de viga.

4.3.3.2 Índice de sobreesfuerzo en columnas.

Para determinar el índice de columnas por flexo-compresión, se calculo de manera igual al procedimiento llevado a cabo en la sección 4.2.2.2.1.2.3.2.1 de este proyecto; con respecto al análisis por cortante de las columnas se determino de igual forma a la sección 4.2.2.2.1.2.3.2.2 de esta investigación.

Se puede observar a continuación los índices correspondientes a cada una de las columnas del modelo rehabilitado, tanto a flexo-compresión como a cortante. (Ver figuras 93-95.)

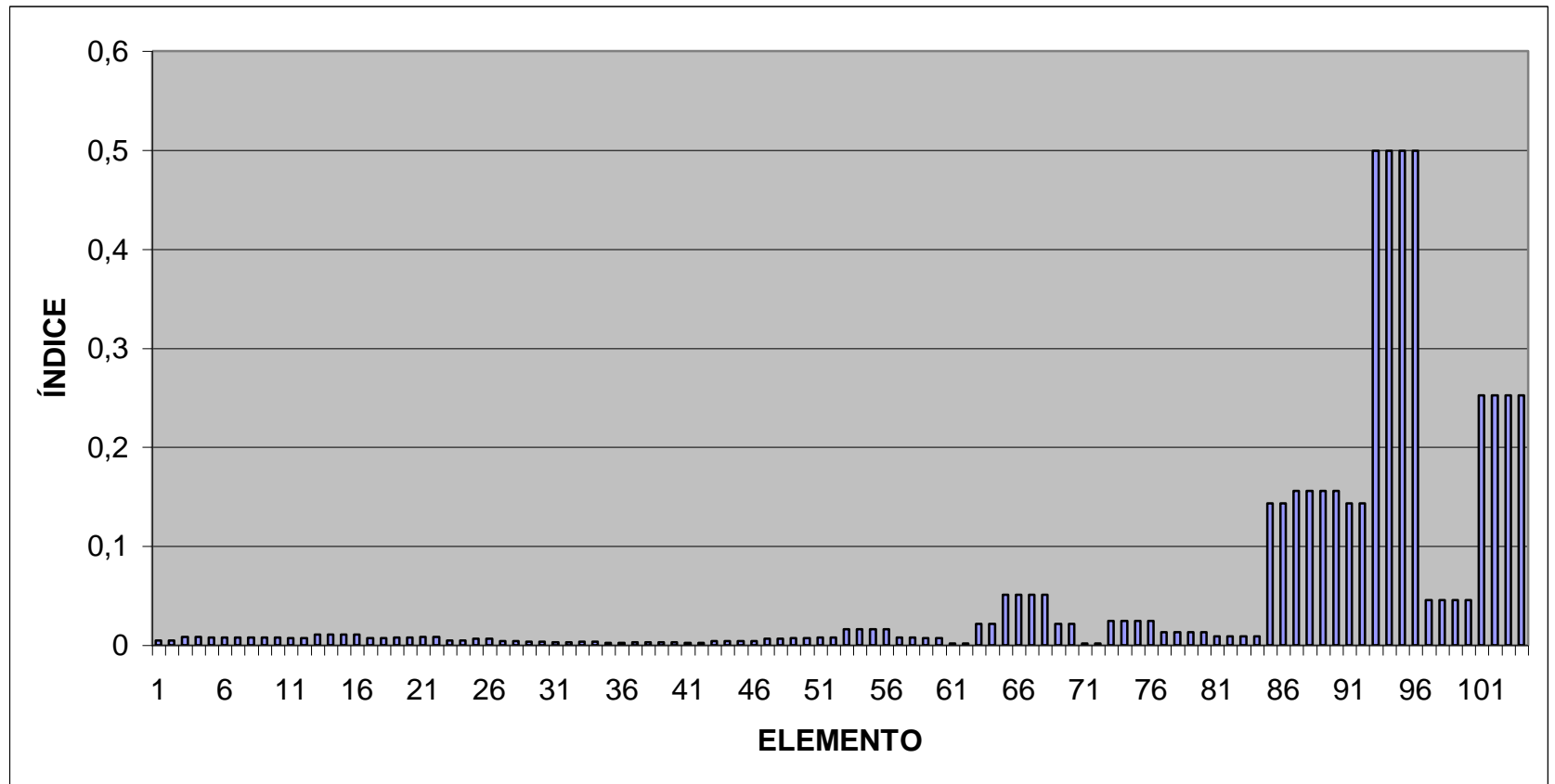


**Figura 93. Gráfica de Índice de Sobreefuerzo Flexo-compresión
En Columnas del modelo reforzado.**

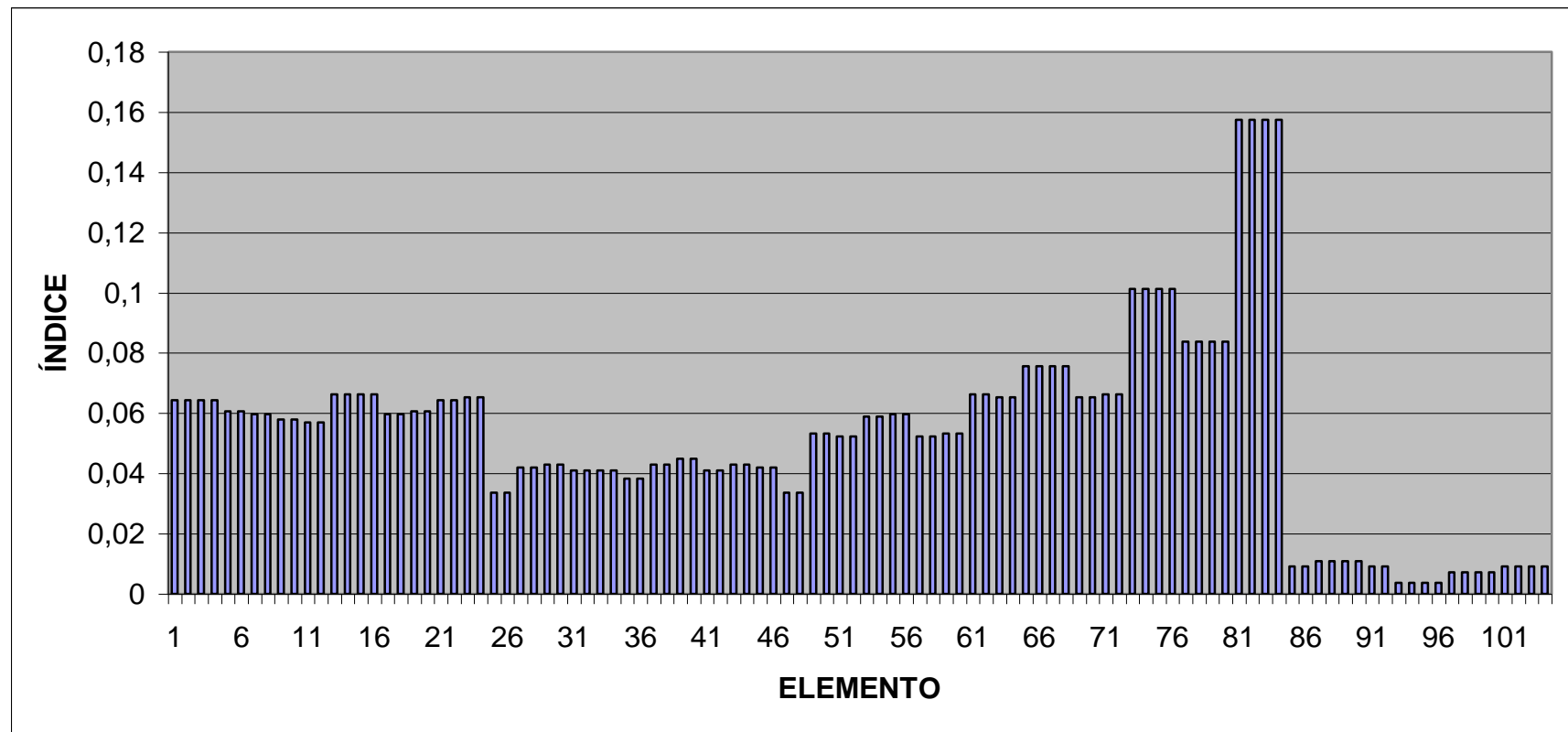
De la gráfica se puede apreciar que todos los índices de las columnas están por debajo del rango permitido, lo cual significa que están cumpliendo, por lo tanto se puede concluir que las riostras han mejorado el comportamiento de las columnas ante la presencia de cargas sísmicas.

El índice más alto de columna a flexo-compresión es de **0,80** y se presenta en la columna **CC8** de la pasarela.

Para cortante se arrojaron los siguientes datos:



**Figura 94. Gráfica de Índice de Sobreesfuerzo a cortante en la dirección X
En las columnas del modelo reforzado**



**Figura 95. Gráfica de Índice de Sobre esfuerzo a cortante en la dirección Y
En las columnas del modelo reforzado.**

Con respecto a los gráficos de las figuras 94 y 95 se puede observar que el índice más alto por cortante para las columnas es de **0,49** en la dirección X, lo cual nos indica que las columnas han mejorado la relación de capacidad a cortante ante los efectos de cargas sísmicas.

43.3.3 Índice de sobreesfuerzo de la estructura.

Luego de haber generado la rehabilitación estructural de la edificación del Bloque III de la Universidad del Magdalena y desarrollar un análisis comparativo entre los resultados de los índices arrojados por el modelo actual y el rehabilitado, se observa lo logrado, que era buscar una rigidez de la estructura ante fenómenos naturales (viento, sismos, etc.), por medio del reforzamiento estructural.

Según lo establecidos por las gráficas de los índices de columnas reforzadas, se determino que el índice de sobreesfuerzo general de la estructura rehabilitada es de **0,80**, esto significa que la estructura reforzada estará en la capacidad de resistir las fuerzas sísmicas establecidas mediante el espectro de análisis sin que sucedan colapso o daños estructurales.

4.3.4 Cálculo del índice de flexibilidad.

Para cálculo del índice de flexibilidad, se introdujeron los nuevos centros de gravedad de las masas, con el fin de determinar las derivas producidas por los elementos en las dos direcciones principales ante la presencia de las fuerzas sísmicas. El cálculo se realizó de la igual manera que la sección 4.2.2.2.1.2.5 de este proyecto. A continuación se presenta el resumen de los índices de flexibilidad por elemento. (Ver figura 96.)

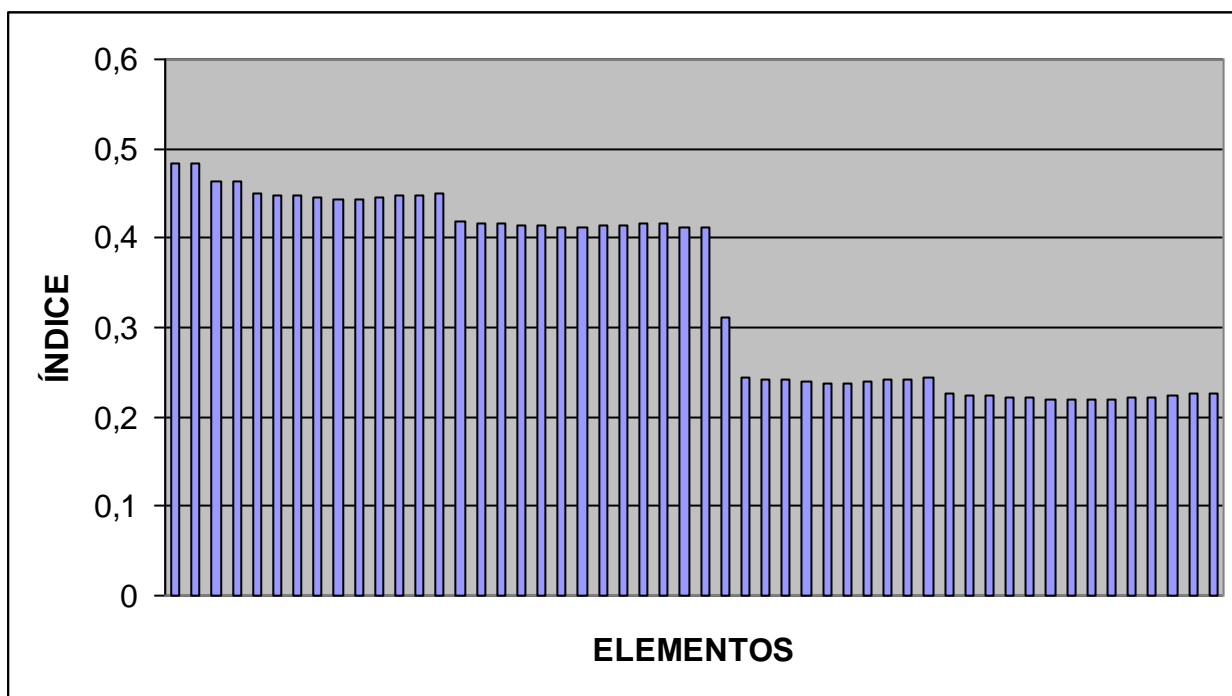


Figura 96. Índice de Flexibilidad por Elemento de la Estructura rehabilitada.

4.3.4.1 Índice de flexibilidad de la estructura.

Después de haber realizado el análisis a la estructura rehabilitada y con respecto a los cálculos realizados y a la figura 96 se puede determinar para cada piso un índice de flexibilidad representativo y a la vez establecer que parte de la estructura se encuentra más afectada por los efectos torsionales.(Ver tabla 32.)

PISO	ELEMENTO	SENTIDO	ÍNDICE DE FLEXIBILIDAD
1	CD7	(-X, Y)	0,485
	CD8	(X, Y)	0,485
2	CB1	(-X, Y)	0,244
	CB14	(X, Y)	0,244

Tabla 32. Índice de Flexibilidad por Piso.

Con respecto a los resultados de la tabla 27, entonces el índice de flexibilidad de la estructura es de **0,485**, con un porcentaje de 48,5% a las derivas máximas permitidas por las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente del 98.

Con este índice general se disminuirían los daños en los elementos estructurales y no estructurales (desprendimientos), garantizando la seguridad de la comunidad universitaria.

4.3.5 Análisis de vulnerabilidad de la estructura reforzada.

Después de haber determinado los índices de sobreesfuerzo y de flexibilidad de la estructura rehabilitada, es necesario encontrar para cada caso el índice general, que solamente es el inverso de cada valor, el cual determinara la vulnerabilidad de la edificación.

Según lo establecido por el inciso A.10.3.3 de la NSR-98, que consiste en determinar el índice de sobreesfuerzo y de flexibilidad, que permita definir la capacidad de la estructura existente de soportar y responder adecuadamente ante las sollicitaciones equivalentes de diseño, tenemos que:

- Luego de haber establecido el índice de sobreesfuerzo de la estructura que es de **0,80**, el inverso de este índice general es de **1,25**, el cual expresa la

vulnerabilidad de la edificación actual como una fracción de la resistencia con respecto a una edificación construida bajo las normativas de la NSR-98.

- También se determinó el índice de flexibilidad la estructura que es **0,485**, donde su inverso es **2,06**, el cual expresa la vulnerabilidad de la edificación ante eventos sísmicos y representa una fracción de la rigidez de la estructura actual con respecto a una construida con los requisitos de la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente de 1998.

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Para establecer si la estructura del Bloque III de la Universidad del Magdalena, es vulnerable a las fuerzas sísmicas ejercidas por la naturaleza, fue necesario realizar una serie de investigaciones que nos pudieran determinar cada una de las variables y generar un análisis detallado del comportamiento de la edificación, por tal razón se utilizaron metodologías que se basaran en dichos estudios.

Los resultados arrojados por la aplicación de la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente a la estructura actual fueron los siguientes:

- De acuerdo al análisis dinámico que se efectuó a la estructura actual, se presento que los cinco primeros modos generaban una serie de movimiento a la estructura, es importante destacar que los modos primero y tercero presentaron un movimiento de tipo Torsional, el cual ocasionaban en la edificación un mal comportamiento ante las fuerzas Sísmicas, por otra parte los modos segundo, cuarto y quinto presentaron un movimiento de tipo Longitudinal. En conclusión la estructura arrojó un total de nueve modos de

vibración, donde los restantes a los modos anteriormente mencionados presentaban movimiento en algunos elementos de la estructura.

- Dentro del análisis desarrollado se determinaron los índices correspondientes a cada uno de los elementos de la estructura, como a la estructura en general. Una de esas variables de estudio es el índice de sobreesfuerzo de la estructura que es de **5,09** este valor fue el mayor de los índices generado por cada uno de los elementos estructurales. Este valor provoca un índice general de **0,196** el cual expresa la vulnerabilidad de la edificación actual como una fracción de la resistencia con respecto a una edificación construida bajo las normativas de la NSR-98. Se tiene además un índice de flexibilidad de la estructura de **3,226** con un porcentaje de 222,6% excediendo las derivas permitidas, con índice general de **0,31**.
- La estructura presenta derivas de **13,56 cm.**, en el sentido global (X, -Y), indicando con este valor que la estructura es bastante flexible a las sollicitaciones impuestas. Este tipo de desplazamientos pueden generar en la estructura daños a los elementos estructurales y no estructurales.

- Una de las partes estructurales que mas absorben energía por parte de un sismo, son las columnas centrales de la pasarela, en este caso las columnas **CC7** y **CC8**; ya que estas generan grandes momentos. Además su geometría es un punto negativo, ya que se generan articulaciones plásticas en su base.

6. CONCLUSIONES

Luego de realizado un estudio detallado al comportamiento estructural del Bloque III de la Universidad del Magdalena y con la obtención de resultados se pueden concluir:

El edificio actual presenta grandes evidencias de los pocos criterio de diseño y construcción antisísmica, ya que fue diseñado y construido antes de la vigencia de las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR-98) e incluso al Código Colombiano de Construcción Sismo Resistente de 1984., esto es evidente por las derivas tan altas y los índices de algunos elementos muy por encima de lo permitido actualmente. Por tal razón la estructura debe ser reforzada ya que no cuenta con la capacidad suficiente para resistir las solicitaciones impuesta a la que se ve sometida.

Los encamisados en columnas y vigas permiten aumentar la resistencia a cortante, flexo-compresión y momentos, además la adición de riostras metálicas en algunos pórticos de la estructura generan un mejor comportamiento ante las derivas (desplazamientos) del edificio.

La finalidad de provocar estos cambios en la estructura actual, es que la estructura rehabilitada genere una mejor rigidez, garantizando un mejor control a los comportamientos de los elementos estructurales y no estructurales y que cumpla a cabalidad con el grupo de uso II establecido en la NSR-98.

Los bloques de la Universidad del Magdalena deben garantizar la seguridad a toda la comunidad para el normal funcionamiento de sus actividades.

7. RECOMENDACIONES

Se debe hacer claridad en que las recomendaciones hechas en éste proyecto se deben llevar a cabo en su totalidad, para que los resultados sean los mejores. Por lo tanto todo cambio de uso, remodelación o alteración que se realice en el Bloque III de la Universidad del Magdalena debe ser consultada con los autores o director de dicho proyecto para aminorar el impacto que puedan generar los cambios realizados en la estructura o mejorarlos.

Se recomienda exclusivamente la utilización de riostras metálicas para el control de las derivas, pero el encamisado de vigas y columnas puede ser remplazado por el uso de platinas y mantos, que sirven igualmente de refuerzo a cortante, momento y flexión en todos los elementos estructurales y no estructurales.

Dichas platinas y mantos representan un punto muy bueno de comodidad, colocación, diseño, ergonomía y duración del elemento a reforzar, ya que pueden ser instaladas en todo el Bloque III o en los puntos que se requiera en un solo día, sin dejar desperdicios o residuos en el área de trabajo.

Otra ventaja de las platinas y mantos contra los encamisados, es que la puesta de servicio es casi instantánea, mientras que con el encamisado de concreto la resistencia óptima se puede tener a los siete (7) días (el concreto a este tiempo debe alcanzar mínimo el 70% de su resistencia de diseño), lo cual nos puede significar un atraso en la puesta del servicio de la estructura, sin desmeritar la importancia de su aplicación como solución; pero con la necesidad que los resultados sean los mas óptimos, mientras que con las platinas y mantos sus resistencias están garantizadas.

El mantenimiento de la obra debe hacerse periódicamente revisando cada uno de sus elementos (estructurales y no estructurales), con el fin de evitar posibles patologías que redunden en un decaimiento de la vida útil de la misma. Para ello se deben tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Realizar adecuados drenajes de los aires acondicionados instalados en el Bloque III.
- Sellar todas las aberturas donde se expongan las partes no impermeabilizadas de la estructura con el exterior.

- Revisión y cambio de los elemento de cubierta (tejas) que se encuentren en mal estado o defectuosas.
- Separar o ampliar un poco más la dilatación entre los Bloque que tienden a unirse con la edificación del Bloque III.

Es importante tener en cuenta que existen variedad de alternativas para la rehabilitación de la estructura, pero las expuestas en este proyecto son suficientemente aceptables para mejorar el comportamiento de la estructura actual ante las solicitaciones sísmicas. Según los resultados obtenidos para el estudio de la vulnerabilidad de la edificación se pudo notar que la estructura no se encuentra acta para garantizar una seguridad confiable ante eventos sísmicos, se observo que los elementos de la pasarela que conforma la estructura absorben bastante energía provocando su inestabilidad en todos los aspectos; por tal razón dentro las recomendaciones se presenta la posibilidad de separar la pasarela de la edificación para romper con la irregularidad en planta y así la edificación responda con un mejor comportamiento ante los fenómenos naturales.

Luego de haber determinado el sistema de rehabilitación expuesto en este proyecto es importante establecer otras recomendaciones para su desarrollo:

- En vez de utilizar encamisados de concreto reforzado en vigas y columnas y zapatas, utilizar mantos y/o platinas de muy alta resistencia (Sika Wrap y Sika Carbodur respectivamente) para ahorrar tiempo en la reparación, y evitar una insuficiencia de salones en la planta física de los Universidad del Magdalena.
- Ventajas de las platinas de Sika Carbodur: Propiedades de Desempeño Definidas, Diferentes Diseños y Óptimos Diseños, Distintos Módulos de Elasticidad Disponibles, Listas para ser Adheridas, Pre-esforzables.
- Ventajas de los tejidos Sika Wrap: Reforzamiento a Cortante, Resistencia de Elementos al Impacto y a Explosiones, Muy Flexible para Ejecución de Detalles (Esquinas y Ángulos), Fácil para trabajos sobre Secciones Circulares y Rectangulares, Tejidos Disponibles en Fibra de Carbono y Fibra de Vidrio.
- El mantenimiento de la obra debe hacerse periódicamente en todos sus elementos (revisión de fisuras, control sobre la patología del concreto, etc).

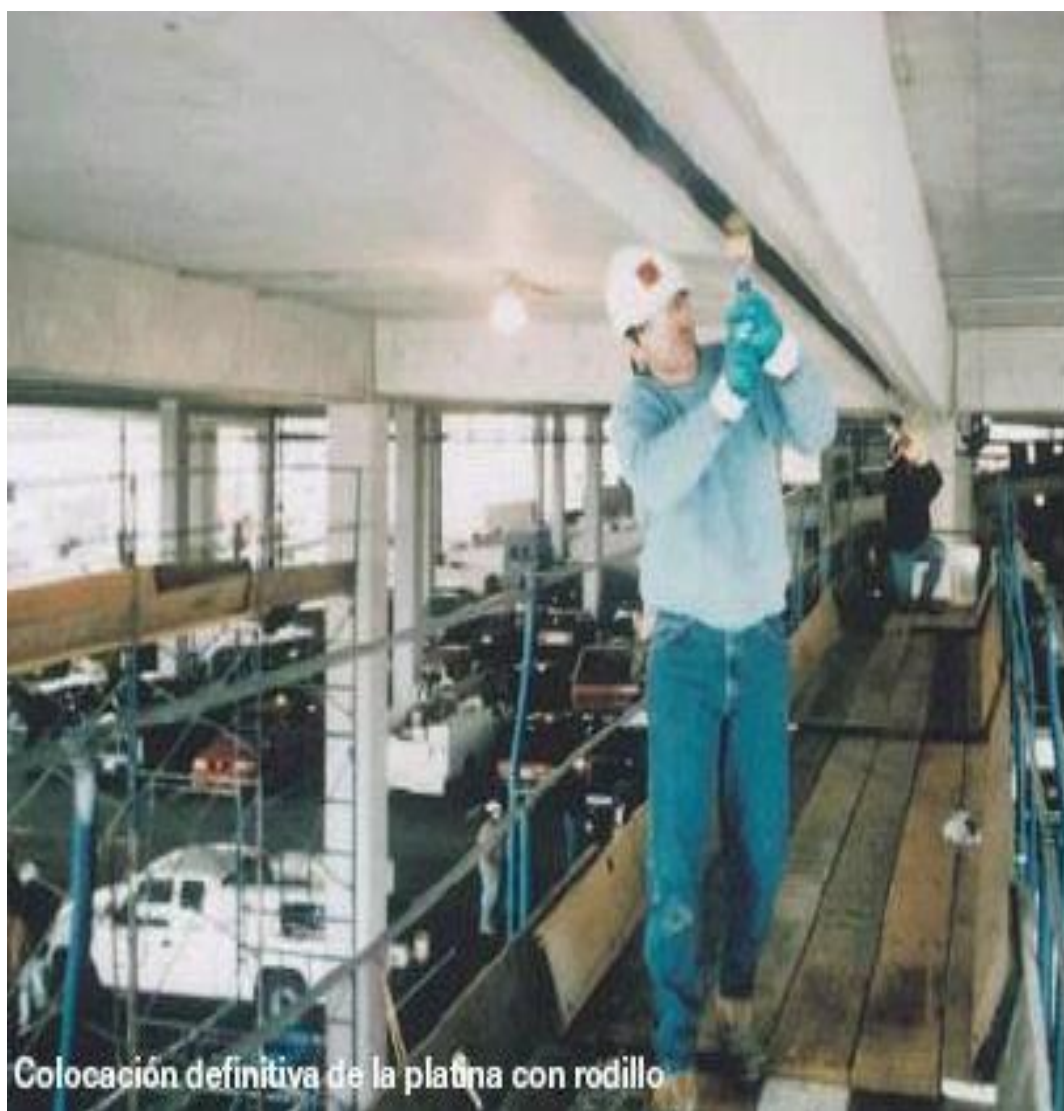
- Revisión y cambio de los elementos de cubierta que se encuentren en mal estado.
- Separar de una manera adecuada el Bloque III de los Bloques II y Bloque IV.
Para evitar un choque entre dichas estructuras a la hora de ocurrir un sismo.

A continuación se presentan unas fotografías de la forma de instalación de este tipo de rehabilitación adicional al proyecto.

SIKA CARBODUR



**Reforzamiento a flexión de una losa
de concreto reforzado**



**Reforzamiento de vigas dañadas por
Sobrecarga durante la construcción**

SIKA WRAP



Reforzamiento de columnas con fibra de carbón.



Reforzamiento de columnas con fibras de vidrio.

8. TABLAS DE RESULTADOS

Dentro de este capítulo se muestran todos los resultados obtenidos en el estudio y análisis de la Vulnerabilidad del Bloque III de la Universidad del Magdalena ante las solicitaciones equivalentes. Estos resultados se encuentran ordenados por medio de tablas en las cuales se pueden encontrar en su orden:

- Índice de Sobreesfuerzo en vigas actuales a flexión (Entrepiso, Cubierta y Losa de Cubierta).
- Índice de Sobreesfuerzo en vigas actuales a cortante (Entrepiso, Cubierta).
- Índice de Sobreesfuerzo en columnas actuales a flexo-compresión.
- Índice de Sobreesfuerzo en columnas actuales a cortante.
- Designación del número del elemento para cada elemento estructural del modelo.
- Cálculo del índice de flexibilidad actual para los planos (X, Y), (-X, Y), (X, -Y), (-X, -Y) y su resumen.
- Índice de Sobreesfuerzo en vigas reforzadas a flexión (Entrepiso, Cubierta y Losa de Cubierta).

- Índice de Sobreesfuerzo en vigas reforzadas a cortante (Entrepiso, Cubierta).
- Índice de Sobreesfuerzo en columnas reforzadas a flexo-compresión.
- Índice de Sobreesfuerzo en columnas reforzadas a cortante.
- Cálculo del índice de flexibilidad reforzada para los planos (X, Y), (-X, Y), (X, -Y), (-X, -Y) y su resumen.

NOTA: Las tablas de resultados correspondiente a cada uno de los incisos anteriores los puede encontrar en cada uno de los archivos de EXCEL que se encuentran guardados en este CD.

9. ANEXOS

Dentro de los anexos se encuentran estipulados los formatos de las inspecciones estructurales realizadas en campo al Bloque III de la Universidad del Magdalena, esta inspecciones muestra las secciones de los elementos y la distribución del refuerzo tanto a flexión como a cortante. Además se especifican los nuevos diseños de construcción estableciendo las secciones y el refuerzo a flexión y cortante de aquellos elementos estructurales que necesitaban de una rehabilitación estructural establecida por el análisis de la edificación desarrollada en este proyecto.



**INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE GEOTECNIA Y PAVIMENTOS**

**ESTUDIO GEOTECNICO DEL SUBSUELO PARA CONSTRUCCIÓN DEL
PROYECTO CIUADELA UNIVERSITARIA EN LOS TERRENOS DE LA
UNIVERSIDAD DEL MAGDALENA, SANTA MARTA**

1. INTRODUCCIÓN

Por solicitud de la oficina de planeación de la universidad del magdalena, el programa de Ingeniería Civil, a través de su Laboratorio de Geotecnia y Pavimentos, realizo los estudios geotécnicos del subsuelo en el área donde está proyectado construir edificaciones para nuevos salones, anfiteatro, bloque de Medicina y laboratorios, en los terrenos de la institución donde actualmente se encuentra su planta física. Este estudio se elaboró con el fin de recomendar las cimentaciones más adecuadas que pueda absorber los esfuerzos transmitido por las estructuras al subsuelo.

El área donde se ejecutó el estudio se localiza en el suroriente de la planta física de la Universidad aledañas a la Biblioteca, al bloque administrativo y la granja Ver figura No. 1.

2. OBJETIVOS

Los objetivos específicos del presente estudio son:



INGENERÍA CIVIL
LABORATORIO DE GEOTECNÍA Y PAVIMENTOS

- Determinar las propiedades geomecánicas de los materiales que constituyen el subsuelo donde se programa construir el proyecto Ciudadela Universitaria.
- Diseñar geotécnicamente las cimentaciones de las estructuras de las obras civiles que conforman el proyecto Universitario.
- Recomendar los procesos constructivos de las cimentaciones propuestas y los sistemas de drenajes más apropiados.

Con el objeto de conocer las características actuales del subsuelo se llevo a cabo 22 perforaciones entre tres (3) y seis (6) metros de profundidad cada una (Ver figura No. 2), mediante el sistema de perforación tipo persecución y relacionando ensayos de penetración estándar (SPT) continuo, para la determinación de parámetros de resistencias y deformación, con la respectiva recuperación de muestras alteradas, para ejecutar ensayos de laboratorios de clasificación (granulometría, pesos unitarios, humedad natural y gravedad específica).

Los sondeos fueron distribuidos de la siguiente manera:

Sondeos No. 1, 2, 3, 4 y 5 Bloque de salones No. 1

Sondeos No. 6, 7, 8 y 9 Bloque de salones No. 2



INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE GEOTECNÍA Y PAVIMENTOS

Sondeos No. 10, 11, 12 y 13	Bloque de salones No. 3
Sondeos No. 14, 15, 16 y 17	Bloque de salones No. 4
Sondeos No. 18	Anfiteatro
Sondeos No. 19	Bloque de Medicina
Sondeos No. 20	Laboratorio de Ingeniería
Sondeos No. 21 y 22	Laboratorio Básico

3. SISMICIDAD DEL ENTORNO

Según lo establecido en el Título A, aparte A.2.4 de la NSR-98, los efectos locales de respuesta sísmica de la edificación deben evaluarse utilizando los siguientes parámetros:

Coeficiente de aceleración pico efectiva: **$A_a = 0,15$**

Perfil del Suelo: **S2**

Coeficiente del sitio: **S = 1,2**

Coeficiente de Importancia: **I = 1,1** (Estructura de Ocupación Especial)



INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE GEOTECNÍA Y PAVIMENTOS

Se permite la utilización del Método alternativo, presentado en el Apéndice H-1 del título H de la NSR-98, para determinar los efectos locales. Según la tabla H.1.1 el perfil del suelo correspondiente al estudio clasifica como **Tipo D**.

4. ANALISIS DE INGENIERIA

Se plantean las siguientes alternativas de cimentación superficial constituida por zapatas cuadradas para absorber las posibles cargas impuestas por la estructura:

B (m)	D_f (m)	q_{ad} (Ton/m²)	Q_{ad} (Ton)
2.0	1.5	21.5	87
2.5	1.5	19.7	123
2.0	2.0	23.3	93

Donde:

B: Ancho de la cimentación en metros

D_f: Profundidad de desplante en metros

q_{ad}: Capacidad admisible del suelo

Q_{ad}: Carga admisible del suelo

Las alternativas de cimentación planteadas anteriormente se encuentran dentro de los rangos de asentamientos totales y diferenciales admisibles.



PROYECTO : _____
INGENIERO EXPLORADOR : Edwin Gutiérrez - Edgard Peraza
INGENIERO DIRECTOR : Hans Van Heyl Cleves
LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO : Bloque III UNIMAG
FECHA DE EXPLORACION : _____

EXPLORACION DE COLUMNAS	IDENTIFICACIÓN O LOCALIZACION
De A1 a A14, B1-B2-B3-B12-B13-B14	
ALZADO	Dist. Flejes Ref. Vertical Sección transv.
	<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="text-align: center; margin-right: 20px;"> <p>EST. No.2 @ 0.20</p> </div> <div style="display: flex; flex-direction: column; align-items: center;"> <div style="text-align: center; margin-bottom: 20px;"> </div> <div style="display: flex; gap: 10px;"> <div style="text-align: center;"> <p>2 No.6</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>2 No.5</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>2 No.6</p> </div> </div> </div> <div style="text-align: right; margin-top: 20px;"> </div> </div>

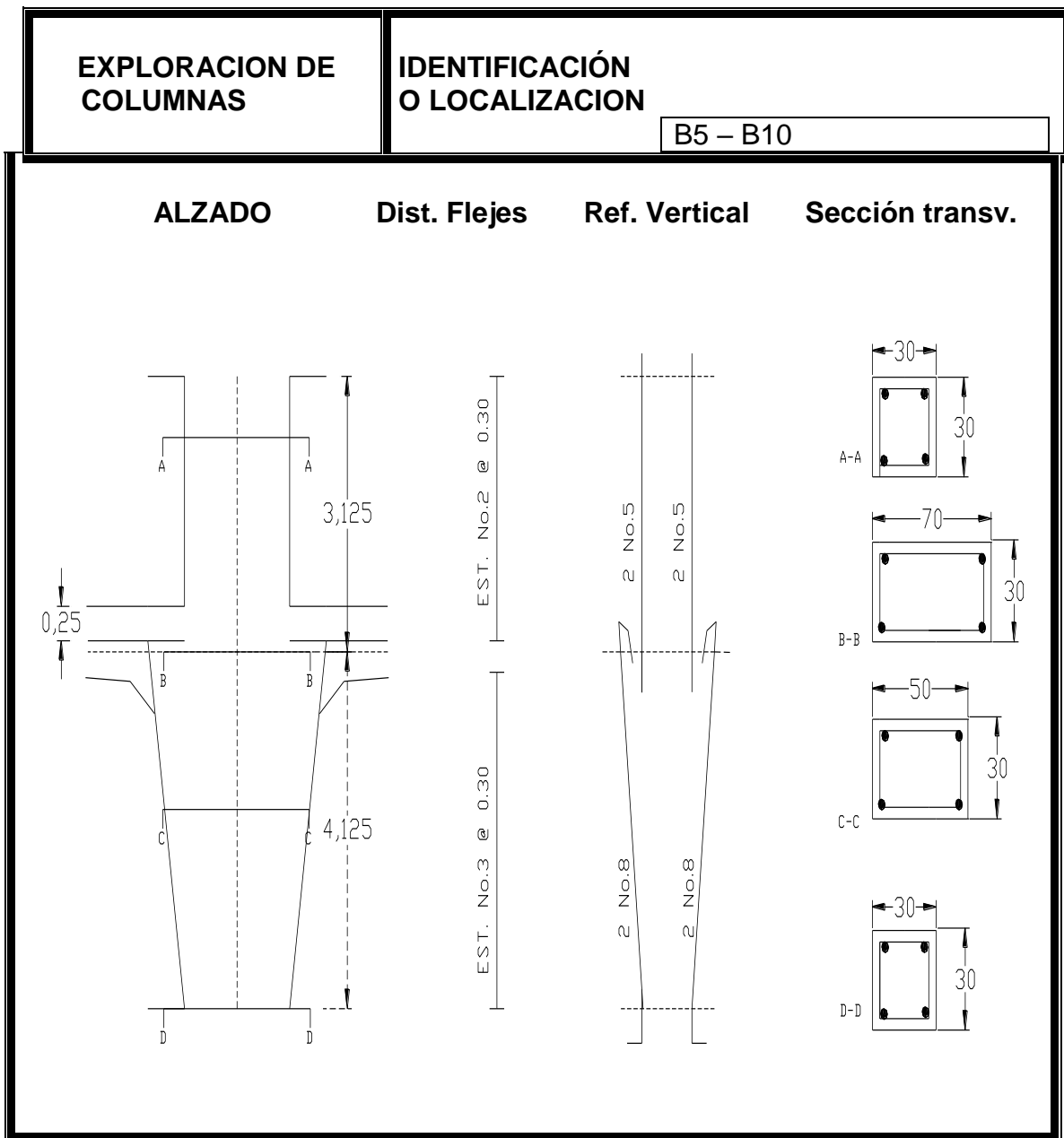


PROYECTO : _____
INGENIERO EXPLORADOR : Edwin Gutiérrez - Edgard Peraza
INGENIERO DIRECTOR : Hans Van Heyl Cleves
LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO : Bloque III UNIMAG
FECHA DE EXPLORACION : _____

EXPLORACION DE COLUMNAS	IDENTIFICACIÓN O LOCALIZACION		
	B7 – B8		
ALZADO	Dist. Flejes	Ref. Vertical	Sección transv.



PROYECTO : _____
INGENIERO EXPLORADOR : Edwin Gutiérrez - Edgard Peraza
INGENIERO DIRECTOR : Hans Van Heyl Cleves
LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO : Bloque III UNIMAG
FECHA DE EXPLORACION : _____





PROYECTO : _____
INGENIERO EXPLORADOR : Edwin Gutiérrez - Edgard Peraza
INGENIERO DIRECTOR : Hans Van Heyl Cleves
LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO : Bloque III UNIMAG
FECHA DE EXPLORACION : _____

EXPLORACION DE COLUMNAS	IDENTIFICACIÓN O LOCALIZACION		
	C7 – C8		
ALZADO			
Dist. Flejes	Ref. Vertical	Sección transv.	



PROYECTO : _____
INGENIERO EXPLORADOR : Edwin Gutiérrez - Edgard Peraza
INGENIERO DIRECTOR : Hans Van Heyl Cleves
LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO : Bloque III UNIMAG
FECHA DE EXPLORACION : _____

EXPLORACION DE COLUMNAS	IDENTIFICACIÓN O LOCALIZACION		
	D7 – D8		
ALZADO	Dist. Flejes	Ref. Vertical	Sección transv.



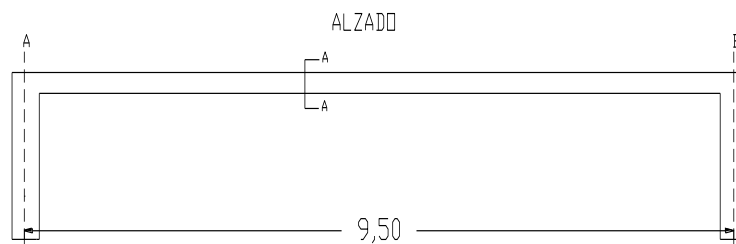
PROYECTO : _____
INGENIERO EXPLORADOR : Edwin Gutiérrez - Edgard Peraza
INGENIERO DIRECTOR : Hans Van Heyl Cleves
LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO : Bloque III UNIMAG
FECHA DE EXPLORACION : _____

**EXPLORACION DE
VIGAS**

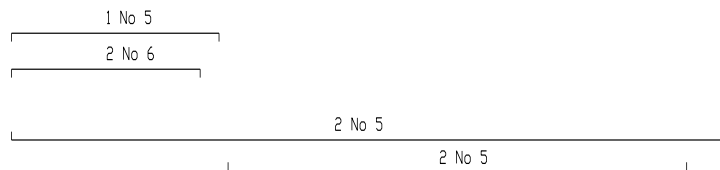
**IDENTIFICACIÓN
O LOCALIZACION**

VIGA 1-14

PISO 2

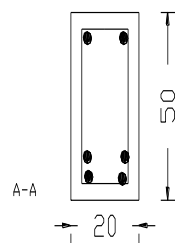


DISTRIBUCION DE FLEJES



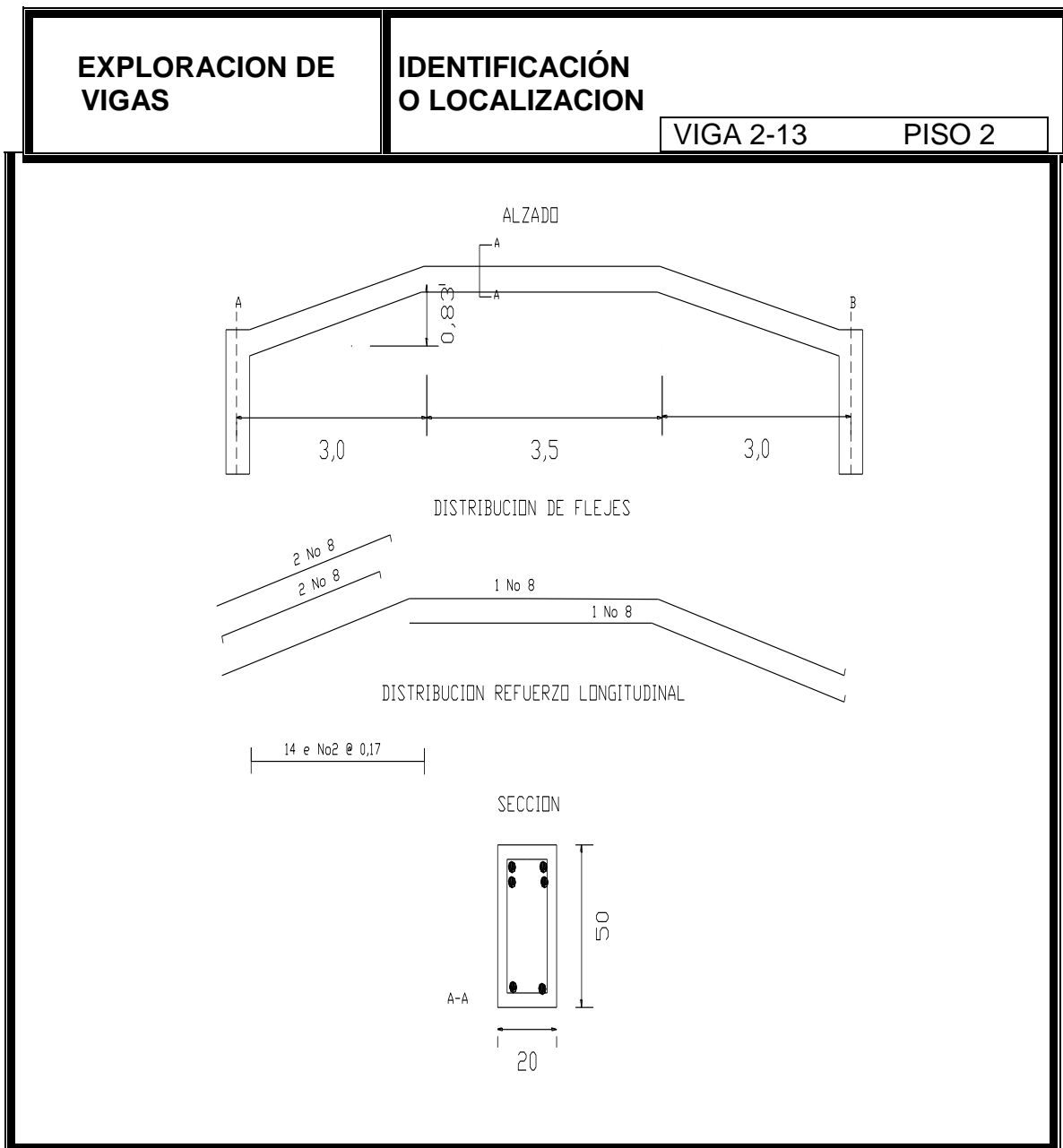
DISTRIBUCION REFUERZO LONGITUDINAL

SECCION



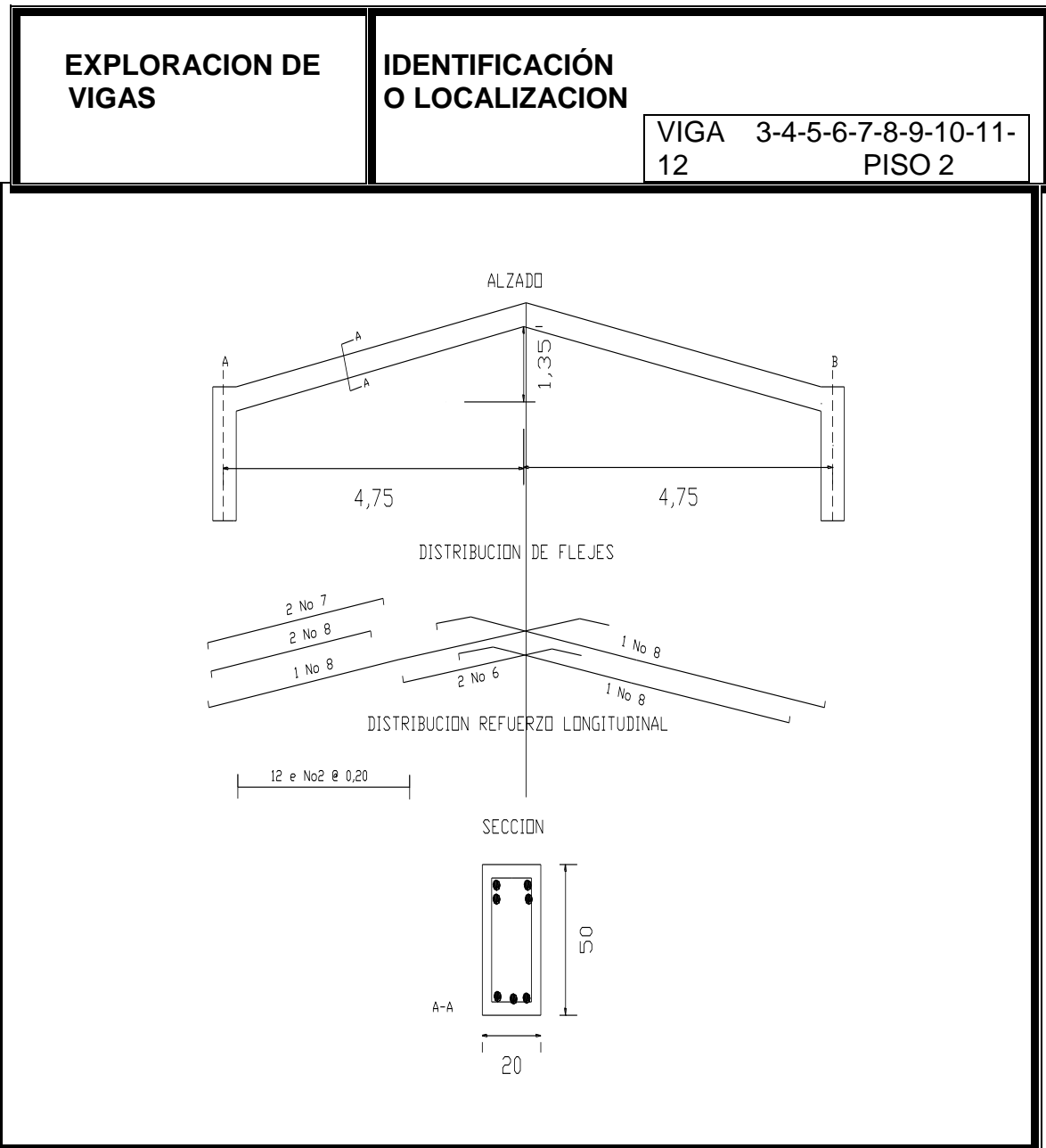


PROYECTO : _____
INGENIERO EXPLORADOR : Edwin Gutiérrez - Edgard Peraza
INGENIERO DIRECTOR : Hans Van Heyl Cleves
LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO : Bloque III UNIMAG
FECHA DE EXPLORACION : _____



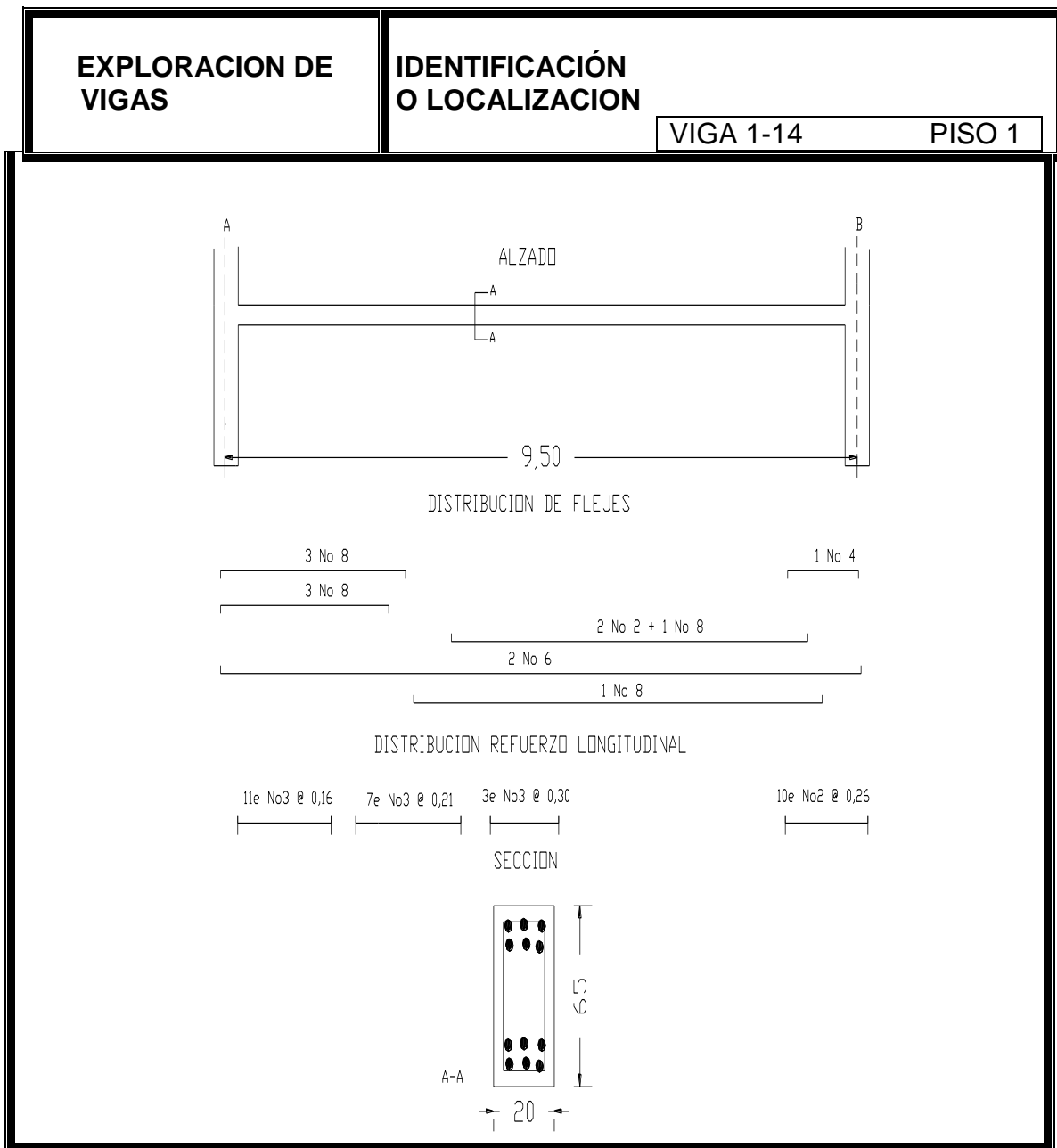


PROYECTO : _____
INGENIERO EXPLORADOR : Edwin Gutiérrez - Edgard Peraza
INGENIERO DIRECTOR : Hans Van Heyl Cleves
LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO : Bloque III UNIMAG
FECHA DE EXPLORACION : _____



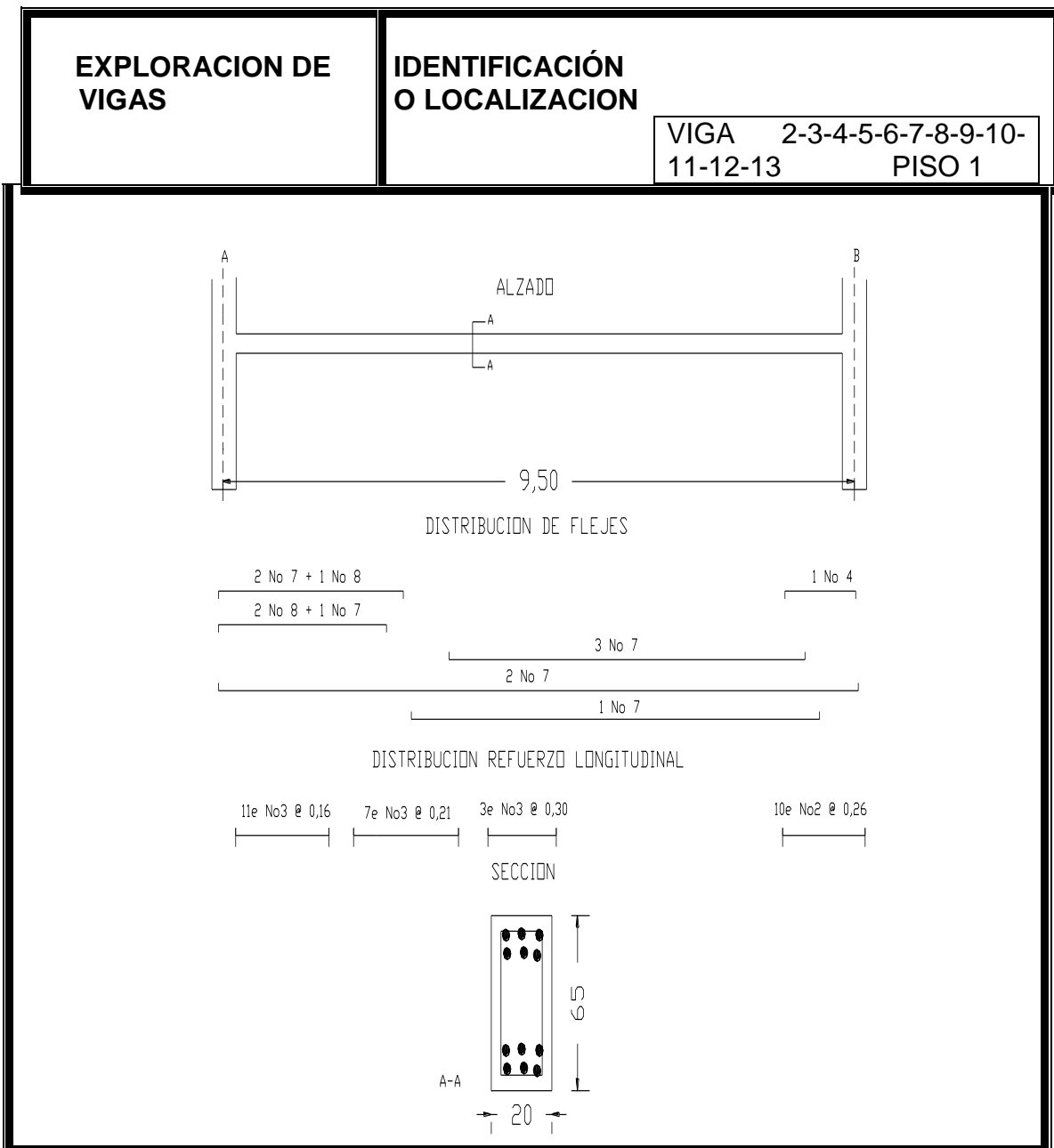


PROYECTO : _____
INGENIERO EXPLORADOR : Edwin Gutiérrez - Edgard Peraza
INGENIERO DIRECTOR : Hans Van Heyl Cleves
LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO : Bloque III UNIMAG
FECHA DE EXPLORACION : _____



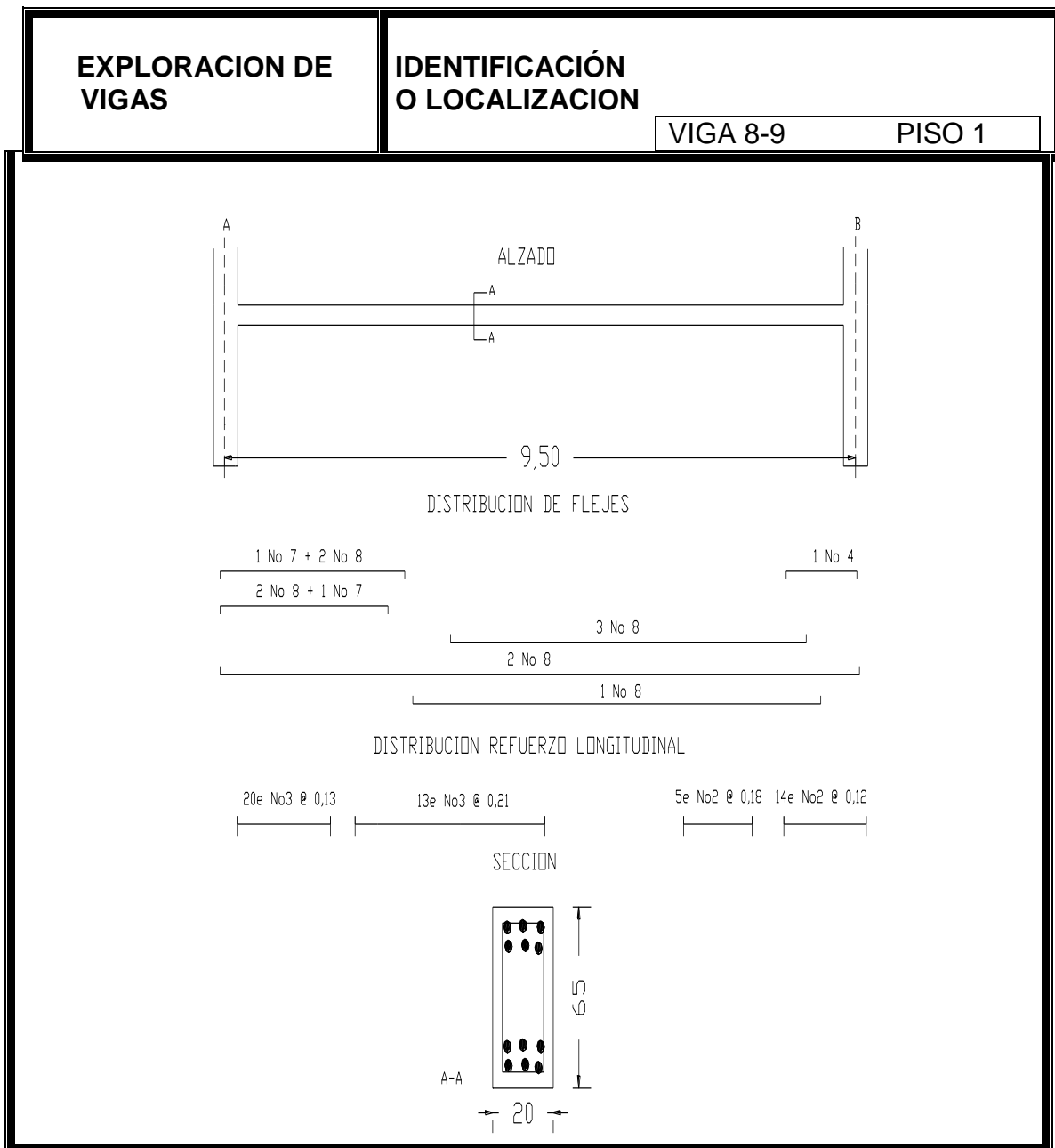


PROYECTO : _____
INGENIERO EXPLORADOR : Edwin Gutiérrez - Edgard Peraza
INGENIERO DIRECTOR : Hans Van Heyl Cleves
LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO : Bloque III UNIMAG
FECHA DE EXPLORACION : _____





PROYECTO : _____
INGENIERO EXPLORADOR : Edwin Gutiérrez - Edgard Peraza
INGENIERO DIRECTOR : Hans Van Heyl Cleves
LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO : Bloque III UNIMAG
FECHA DE EXPLORACION : _____





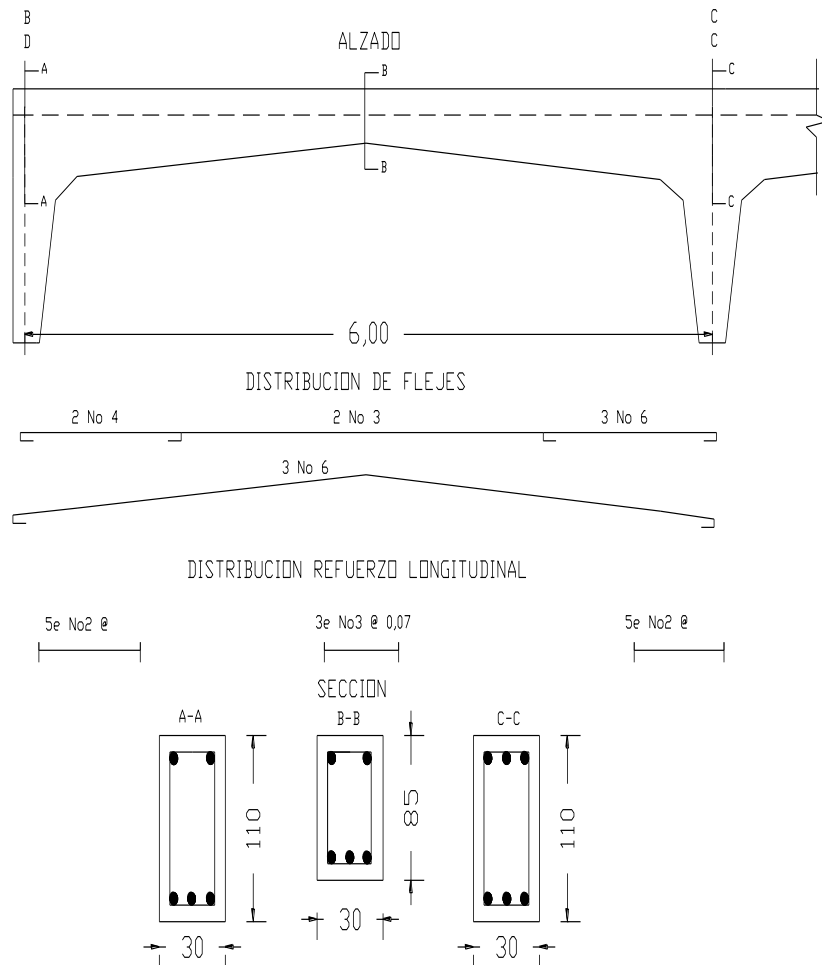
PROYECTO : _____
INGENIERO EXPLORADOR : Edwin Gutiérrez - Edgard Peraza
INGENIERO DIRECTOR : Hans Van Heyl Cleves
LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO : Bloque III UNIMAG
FECHA DE EXPLORACION : _____

EXPLORACION DE VIGAS

IDENTIFICACIÓN O LOCALIZACION

VIGA 7-8

PASARELA



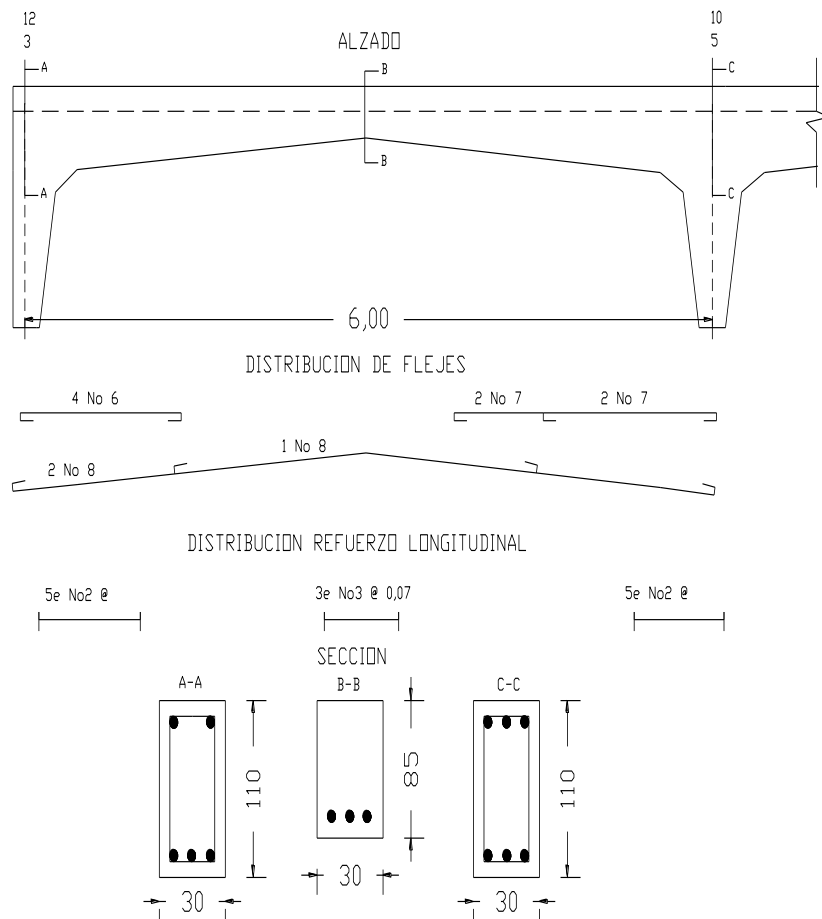


PROYECTO : _____
INGENIERO EXPLORADOR : Edwin Gutiérrez - Edgard Peraza
INGENIERO DIRECTOR : Hans Van Heyl Cleves
LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO : Bloque III UNIMAG
FECHA DE EXPLORACION : _____

EXPLORACION DE VIGAS

IDENTIFICACIÓN O LOCALIZACION

VIGA B (3-5), (12-10)



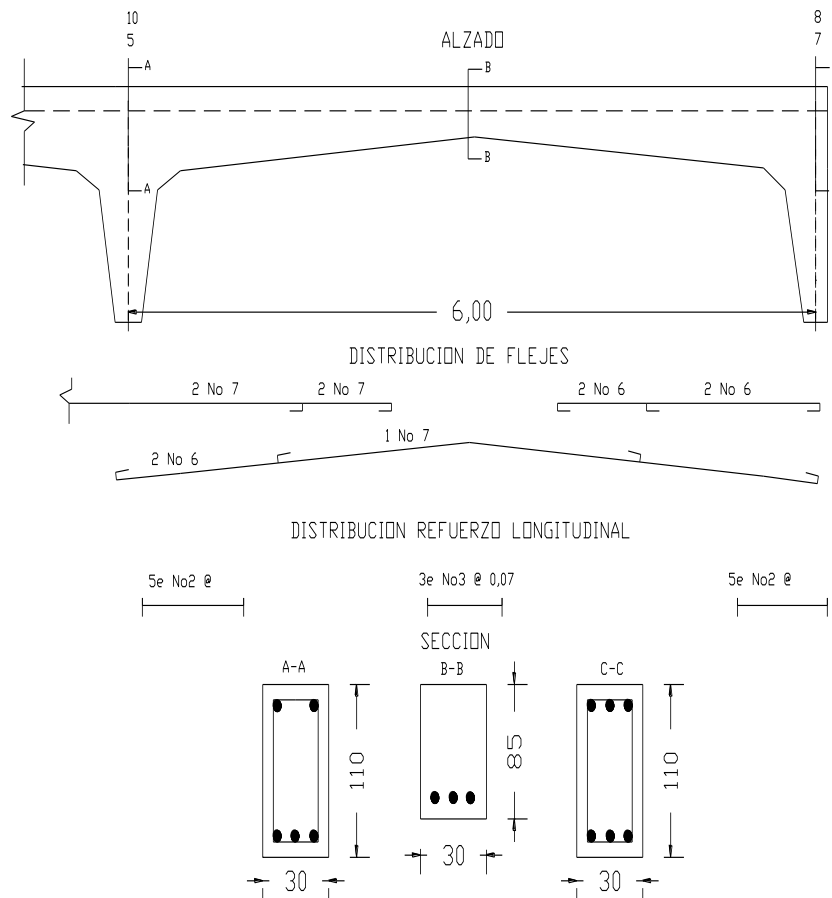


PROYECTO : _____
INGENIERO EXPLORADOR : Edwin Gutiérrez - Edgard Peraza
INGENIERO DIRECTOR : Hans Van Heyl Cleves
LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO : Bloque III UNIMAG
FECHA DE EXPLORACION : _____

EXPLORACION DE VIGAS

IDENTIFICACIÓN O LOCALIZACION

VIGA B (5-7)



10. BIBLIOGRAFIA

- AIS (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica). Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes CCCSR-84. Ley 11 de 1983. Santa fe de Bogotá: GOBIERNO NACIONAL, 1984.
- .AIS (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica). Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98. Ley 400 de 1997. Santa fe de Bogotá: GOBIERNO NACIONAL, 1998.
- ARCILA LOPEZ Carlos, Evaluación y diagnostico de estructuras de concreto reforzado. Memorias XIII Jornadas estructurales de la ingeniería en Colombia, Santa fe de Bogotá 1999
- CARBONELL DE MASY Manuel. Protección y reparación de estructuras de hormigón: aplicación de nuevos materiales en edificios, obras hidráulicas y viales. Barcelona (España): OMEGA, 1996.

- CARMONA Omar D. Evaluación de la amenaza, la vulnerabilidad y el riesgo.
En: SEMINARIO TALLER REGIONAL DE CAPACITACIÓN PARA DESASTRES. S. f. Memorias del 1 seminario taller regional de capacitación para desastres. Bogotá, D. C. PNUD.

- CHAVARRÍA LANZAS Daniel A. y GOMEZ PIZANO Daniel. Estudio Piloto de Vulnerabilidad Sísmica en Viviendas de 1 y 2 Pisos del Barrio Cuarto de Legua en el Cono de Cañaveralejo. (online). Cali (Colombia). INTEL (Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales 2001. (citado 2001-sep-15). Disponible en Internet <[http:// www.intel.gob.ni/geofisica/sis/vulne/cali/](http://www.intel.gob.ni/geofisica/sis/vulne/cali/) >

- CONSTRUWEB. Metodología Para Estudios de Vulnerabilidad Sísmica Estructural de Edificaciones Existentes. (online). Santa fe de Bogotá (Colombia). s.f. (citado 2001-Dic-17). Disponible en Internet<
http://www.construweb.co/guias/Guias_PCA_ingenieria_Estructuras-Met.Vulnerab.htm>.

- FEMA (Federal Emergency Management Agency). NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. FEMA 273/274. Washington: BSSC (Building Seismic Safety Council), 1997.

- INGEOMINAS. (Instituto Nacional de Investigaciones en Geociencia, Minería y Química). Red. Información Científica. Mapas. (online). Santa fe de Bogotá (Colombia). s.f (citado 2001-nov-19). Disponible en internet <<http://www.ingegomin.gov.co/mapas /index.html>>
- INSTITUTO DEL CONCRETO. Concreto arquitectónico: como realizar un buen acabado : colección básica del concreto 3. Segunda edición Santa Fe de Bogotá (Colombia). ASOCRETO 1999. V3
- MINISTERIO DE DESARROLLO ECONOMICO. Decreto numero (2809) 29- dic. 2000. (online). Santa fe de Bogotá (Colombia). PRESIDENCIA DE LA REPUBLICA DE COLOMBIA. s.f. (citado 2002-feb-20). Actualizado 04 de febrero del 2002. Disponible en Internet <www.gobiernoonlinea.gob.co.>
- MUÑOZ Harold. Concepción Estructural de La Edificación. (online) Asociación Colombiana de facultades de Arquitectura. Santa Fe de Bogotá (Colombia). Octubre de 1998. (citado 2002-ene-18). Disponible en Internet <www.curaduría4.com/estructural/ACFA2-html.>

- NILSON, Artur H. Diseño de estructuras de concreto: diseño sísmico, Duodécima edición: Santa fe de Bogotá: McGRAW-HILL INTERAMERICANA, 1999. P. 651.

- ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD. Fundamento para La Mitigación de Desastres en Establecimientos de Salud. (online). s.f. (citado 2002- enero- 10). Disponible en Internet <www.col.ops-oms.org/desastres/publicaciones/tecmitighospit.htm>

- ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD. Fundamento para La Mitigación de Desastres en Establecimientos de Salud. Capitulo 2 Vulnerabilidad Estructural (online). s.f. (citado 2002- enero- 12). Disponible en Internet< 65.158.1.110/spanish/ped/mit3-capitulo2.pdf >.

- ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD. Fundamento para La Mitigación de Desastres en Establecimientos de Salud. Capitulo 3 Vulnerabilidad No estructural (online). s.f. (citado 2002- enero- 12). Disponible en Internet< 165.158.1.110/spanish/ped/mit3-capitulo3.pdf>

- PALOMINO Carlos. Métodos alternos para evaluar la vulnerabilidad sísmica estructural de edificaciones existentes y su uso en Latinoamérica. En: METODOLOGÍAS ALTERNAS PARA ESTUDIOS DE VULNERABILIDAD. Memorias del Seminario metodologías alternas para estudios de vulnerabilidad. S. f. Bogotá, D. C. Escuela Colombiana de Ingeniería.
- SARRIA MOLINA, Alberto. Ingeniería Sísmica. Santa Fe de Bogotá (Colombia): ECOE, Ediciones UNIANDES, 1995.
- WONG DIAZ David, SAMUDIO Regina y MORA Hugo. Determinación de la Vulnerabilidad y Estimación de daño ante desastre Naturales en los centros educativos de la ciudad de Panamá. (online). Ciudad de panamá (Panamá). Universidad tecnológica de Panamá Centro de Proyectos. (s.f). (citado 2001-nov-20 Disponible en Internet.
<http://www.utp.ac.pa/investigaciones/escuelas.html>
- WONG DIAZ David, HENRRIQUEZ Gaspar y JUSTINIANI Lourdes. Determinación de la Vulnerabilidad y Estimación de daño ante desastre Naturales en las Instalaciones Hospitalarias de la Republica de Panamá. -

(online). Ciudad de panamá (Panamá). Universidad tecnológica de Panamá
Centro de Proyectos. (s.f). (citado 2001-nov-20). Disponible en Internet
<http://www.utp.pa/investigaciones/dwong3.html>.